

ЛІТЕРАТУРА



НАВЧАЛЬНО-МЕТОДИЧНА

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
Тернопільський національний технічний
університет імені Івана Пулюя

Факультет інженерії машин, споруд та технологій
Кафедра будівельних конструкцій

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ
з дисципліни
«Залізобетонні та кам'яні конструкції»
для студентів спеціальності
192 «Будівництво та цивільна інженерія»
денної і заочної форми навчання

ЧАСТИНА 1

Тернопіль – 2018

УДК

624.012.36

K65

Укладачі:

Й. Й. Лучко, докт. техн. наук, професор

О. П. Конончук, канд. техн. наук, доцент

Рецензент:

Ю. І. Пиндус, канд. техн. наук, доцент

*Розглянуто й затверджено на засіданні кафедри будівельних
конструкцій.*

Протокол № 6 від 05 лютого 2018 р.

*Розглянуто й затверджено на засіданні методичної комісії
факультету інженерії машин, споруд та технологій.*

Протокол № 6 від 07 березня 2018 р.

Конспект лекцій з дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної і заочної форми навчання. Частина 1 / Укладачі: Й.Й. Лучко, О.П. Конончук – Тернопіль: Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2018. – 221 с.

Складено з урахуванням матеріалів літературних джерел, наведених у переліку.

УДК 624.012.36

© Лучко Й.Й.

© Конончук О.П.

© Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2018

Зміст

Вступ	5
Тема 1. Загальні відомості про конструкції будівель і споруд (Лекція №1)	6
1.1 Сучасні будівельні конструкції, галузі використання та їх розвиток в Україні	6
1.2 Галузі раціонального застосування будівельних конструкцій із різних матеріалів	7
1.3 Короткий історичний огляд та розвиток будівельних конструкцій в Україні	11
1.3.1 Кам'яні, дерев'яні та пластмасові конструкції	11
1.3.2 Металеві конструкції та споруди	15
1.3.3 Бетонні та залізобетонні конструкції та споруди	18
1.3.4 Наукові центри та школи дослідження будівельних конструкцій та споруд в Україні	22
Тема 2. Основні засади проектування і розрахунку залізобетонних конструкцій (Лекція №2)	27
2.1 Граничні стани конструкцій	27
2.2 Навантаження і впливи	29
2.3 Нормативні і розрахункові опори матеріалів	31
Тема 3. Основні фізико-механічні властивості бетону, арматури залізобетону (Лекція №3, №4)	33
3.1 Бетон як матеріал для залізобетонних конструкцій	33
3.2 Арматура	46
3.3 Залізобетон	56
Тема 4. Експериментальні основи теорії залізобетону та методи розрахунку залізобетонних конструкцій (Лекція №5, №6)	63
4.1 Про теорії опору залізобетону	63
4.2 Стадії напружено-деформованого стану при згині	63
4.3 Методи розрахунку перерізів на міцність	65
Тема 5. Згинальні елементи (Лекція №7, №8)	80
5.1 Конструктивні особливості згинальних елементів	80
5.2 Розрахунок міцності згинальних елементів за нормальними перерізами	84
5.3 Розрахунок міцності згинальних елементів за похилими перерізами	105
5.4 Побудова епюри матеріалів	111
Тема 6. Стиснені елементи (Лекція №9, №10)	114
6.1 Конструктивні особливості	114
6.2 Загальні розрахункові засади	118
6.3 Розрахунок міцності позакентрово-стиснених елементів будь-якої	

	симетричної форми, за першим випадком (випадком великих ексцентриситетів)	119
6.4	Розрахунок міцності позацентрово-стиснених елементів будь-якої симетричної форми у другому випадку (випадок малих ексцентриситетів)	120
6.5	Врахування впливу гнучкості позацентрово стиснених елементів і тривалості навантаження	122
6.6	Розрахунок міцності позацентрово-стиснених елементів прямокутного перерізу	126
	Тема 7. Розтягнені елементи (Лекція №11)	135
7.1	Конструктивні особливості	135
7.2	Розрахунок міцності центрально- і позацентрово-розтягнутих елементів за нормальними перерізами	135
7.3	Розрахунок міцності позацентрово-розтягнутих елементів за похилими перерізами	139
	Тема 8. Розрахунок елементів на місцеву дію навантаження (Лекція №12)	140
8.1	Розрахунок на місцевий стиск	140
8.2	Розрахунок на продавлювання	143
8.3	Розрахунок на відрив	144
8.4	Розрахунки закладних деталей	146
	Тема 9. Особливості конструювання і розрахунку попередньо-напружених елементів (Лекція №13, №14)	149
9.1	Суть попередньо-напруженого залізобетону	149
9.2	Основні принципи конструювання попередньо-напружених елементів	152
9.3	Основні положення розрахунку попередньо-напружених елементів	161
9.4	Розрахунок згинальних попередньо-напружених елементів на міцність	173
9.5	Розрахунок позацентрово-стиснених попередньо-напружених елементів на міцність	180
9.6	Розрахунок центрально- і позацентрово-розтягнутих попередньо-напружених елементів на міцність	181
9.7	Розрахунок на зусилля, що виникають під час обтиску бетону	185
	Тема 10. Розрахунок звичайних і попередньо-напружених елементів за тріщиностійкістю та деформаціями (граничний стан другої групи) (Лекція №15, №16)	193
10.1	Розрахунок за утворенням тріщин	193
10.2	Розрахунок за розкриттям	198
10.3	Розрахунок попередньо-напружених елементів на закриття тріщин	202
10.4	Розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за деформаціями	203
	Список використаних джерел	221

ВСТУП

Метою викладання дисципліни є: вивчення залізобетонних та кам'яних конструкцій, які будуються та експлуатуються в промисловому та цивільному будівництві, і основ їх проектування та розрахунку; вироблення у студентів практичних навиків, що зв'язані з розрахунком, проектуванням і експлуатацією залізобетонних та кам'яних конструкцій. Питання, що вивчаються в дисципліні орієнтовані на вирішення основних задач, які ставляться перед інженером будівельником: раціональне проектування залізобетонних та кам'яних конструкцій з точки зору їх необхідної несучої здатності, економії матеріалів та затрат праці без шкоди для їх експлуатаційних характеристик.

У результаті вивчення даного курсу студент повинен:

Знати: призначення і характер використання залізобетонних та кам'яних конструкцій; вимоги технічних умов і нормативних документів по проектуванню, утриманню і експлуатації будівельних конструкцій; особливості та принципи розрахунків залізобетонних та кам'яних конструкцій.

Вміти: правильно компонувати конструктивні схеми міських інженерних споруд; ставити та вирішувати інженерні задачі, що пов'язані з спорудженням залізобетонних та кам'яних конструкцій; розробляти і організовувати технологічні процеси по утриманню залізобетонних та кам'яних конструкцій; виявляти дефекти в конструкціях, оцінювати вплив дефектів і пошкоджень на вантажопідйомність конструкцій; установлювати режим експлуатації будівельних конструкцій.

ТЕМА 1. ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ ПРО КОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД

Лекція №1

1.1 Сучасні будівельні конструкції, галузі використання та їх розвиток в Україні

Вимоги, які висувають до будівельних конструкцій

У сучасному будівництві основними видами несучих будівельних конструкцій є залізобетонні, металеві, кам'яні та дерев'яні. Найважливішими з них є збірні залізобетонні конструкції, значному зростанню виробництва яких допомагало створення розвиненої сітки виробництв. Можливість використання місцевих дешевих матеріалів (піску і щебеню) і економії дефіцитної сталі. Поряд зі збірними використовують монолітні залізобетонні конструкції, які бетонуються на місці виробництва. Все більшого використання набувають металеві конструкції, особливо легкі заводського виготовлення, а також клеєні дерев'яні конструкції.

Будівельні конструкції повинні задовольняти різні вимоги: експлуатаційні, технічні, економічні, виробничі, естетичні тощо.

Експлуатаційні і технічні вимоги полягають у тому, що будівельні конструкції повинні бути зручними у експлуатації будівель (споруд) і мати достатню міцність, стійкість, виносливість, жорсткість, тріщиностійкість, забезпечуючи довговічність будівель і споруд. Однією із основних вимог є їхня економічність.

Економічність конструкції залежить від витрати і вартості матеріалів, вартості виготовлення, транспортування, монтажу і величини експлуатаційних витрат. Тому вибираючи конструкцію необхідно враховувати трудоемкість її виготовлення і монтажу та скорочення термінів будівництва будівлі (споруди). Економічність також залежить від типу конструкції (наприклад, плоскої арки, ферми або просторової оболонки, складки), конструктивної схеми будівлі, співвідношення основних розмірів (наприклад, відношення висоти ферми, балки до прольоту або стріли підйому арки або оболонки до прольоту тощо).

Під час вибору конструктивного вирішення особливу увагу необхідно приділяти застосуванню індустріальних типових виробів масового виробництва. Застосування уніфікованих типових виробів дає змогу максимально механізувати і автоматизувати процеси їх виготовлення, що значно знецінює конструкцію, спрощує і прискорює монтаж на будівельному майданчику.

Зниження витрат матеріалів і маси конструкції досягається також вибором найраціональнішої у статичному сенсі схеми і встановленням розрахунково або за конструктивними думками мінімально допустимих розмірів поперечних перерізів елементів конструкцій.

Техніко-економічне обґрунтування вибору типу будівельних конструкцій являє собою важливий етап під час проектування будівель і споруд.

Основні переваги і недоліки конструкцій із реальних матеріалів можливо оцінити за такими показниками, як вага, вогнестійкість, довговічність, індустриальність, експлуатаційні витрати.

Зниження ваги конструкцій досягають зменшенням ваги самих матеріалів за зберігання показників міцності. Так, показник, який являє собою відношення міцності на стиск до об'ємної маси, найбільшим буде для сталі; для дерева цей показник в 1,2 – 1,5 раза, для залізобетону у 2–3 раза, для кам'яної кладки у 6–8 разів.

Найвогнестійкішими є залізобетонні і кам'яні конструкції. Дерев'яні конструкції стійкі до підвищених температур, але вони згорають, металеві – не вогнестійкі, у разі підвищення температури вони швидко втрачають несучу здатність. Найдовговічніші залізобетонні і кам'яні конструкції. Металеві і дерев'яні конструкції за відповідних заходів проти корозії і життя здобувають довговічність на багато десятиліть. До сьогодні збереглося чимало сталевих і дерев'яних конструкцій побудованих у минулому віці.

Важливим показником будівельних конструкцій є індустриальність, можливість максимально механізувати і автоматизувати заводське виготовлення конструкцій або їх частин монтажу на будмайданчику. Найбільш індустриальні металеві і збірні залізобетонні конструкції. До індустриальних належать також дерев'яні конструкції заводського виготовлення і великоблокові кам'яні конструкції.

За експлуатаційними витратами, зазвичай, найвигідніші залізобетонні і кам'яні конструкції, які практично не вимагають таких витрат. Сталеві конструкції для продовження терміну служби вимагають періодичного фарбування проти корозії, а дерев'яні – антисептувального захисту.

1.2 Галузі раціонального застосування будівельних конструкцій із різних матеріалів

Вибирають матеріал для будівельних конструкцій на підставі вимог, які висувають до споруди з врахуванням умов їх експлуатації, довговічності, вогнестійкості тощо. Якщо цим умовам відповідають будівельні конструкції із різних матеріалів, тоді вибирають із задумом техніко-економічної доцільності у конкретних умовах будівництва.

Збірні залізобетонні конструкції у сучасному будівництві найбільше розповсюджені. Основними перевагами їх є висока індустриальність і можливість значного використання дешевих місцевих будівельних матеріалів. Такі конструкції доцільно використовувати [1.7,4.8] у:

- 1) житлово-цивільних будівлях (великопанельні і об'ємно блокові багатопверхові житлові будівлі, каркаснопанельні загального призначення будівлі, елементи перекриттів, покрить, фундаментів тощо);
- 2) виробничих будівлях (крокв'яні балки прольотом до 18 м, ферми прольотом 18 і 24 м, підкранові балки прольотом 6 і 12 м, каркаси багатоповерхо-

вих будівель із сіткою колон 6х6, 6х9 і 6х12, оболонки, фундаментальні балки, фундаменти, сваї тощо);

- 3) сільськогосподарських будовах (колони, рами, балки, плити, арки, стінові панелі, стійки виноградників тощо);
- 4) у інженерних спорудах (автодорожні і залізничні мости-шляхопроводи, транспортні галереї, труби, підпірні стіни, резервуари, бункери, елеватори, опори ліній електропередач тощо);
- 5) гідротехнічних і морських спорудах (будівлі теплових, атомних і гідроелектростанцій, кріплення відкосин плотин, причальні набережні і пірси, берегоукріплювальні пристосування тощо).

Монолітні залізобетонні конструкції порівняно зі збірними мають деякі позитивні якості – відсутність стиків, нерозрізність конструкцій, вища жорсткість і монолітність, що знижує витрати матеріалів, збільшує сейсмостійкість. Однак їх використання економічно вигідно тільки у таких випадках:

- 1) коли можливо використання багаторазової переставної або ковзаючої опалубки;
- 2) під час будівництва об'єктів, у яких використання уніфікованих збірних елементів неможливо;
- 3) коли бетонування конструкцій на місці будівництва не знижує темпів зведення об'єкта і не стримує одночасне використання інших робіт.

Останніми роками монолітні залізобетонні конструкції набувають все більшого розвитку, їх успішно використовують під час будівництва житлових будівель і загального призначення, а також елеваторів, які зводяться у ковзаючій опалубці (або переставні), у гідротехнічному і морському будівництві тощо. Інколи доцільно використовувати збірно-монолітні залізобетонні конструкції, які практично не вимагають опалубки (її значення виконують збірні частини конструкції) і відрізняються простотою і малою металоємкістю стиків.

Металеві конструкції, завдячуючи високим механічним характеристикам сталі і показникам надійності, пов'язаної з однорідністю структури матеріалу, приймають у відповідальних спорудах, у разі великих прольотів і високих будівель і споруд, підвищених навантажень. Із-за дороговизни і дефіцитності сталі металеві конструкції використовують тільки тоді, коли це економічно доцільніше ніж залізобетонні.

Металеві несучі конструкції застосовують у:

- 1) одноповерхових виробничих будівлях (крокв'яні конструкції при прольотах у будівлях, що обігріваються 30 м і більше: колони заввишки більше 14,4 м, а також меншої вантажопідйомності кранів, але з дуже важким режимом роботи; при праці колон більше 12 м; підкранові балки для кранів важкого режиму роботи тощо);
- 2) одноповерхових будівлях різного призначення (легкі решітчасті несучі конструкції при сітці колон не менше 18х18 м);
- 3) багатоповерхових будівлях (металеві каркаси будівель з нормативним тимчасовим довготривалим навантаженням 6х6 і 6х9 і 6х12 м);

4) інженерних спорудах (кранові естакади заввишки більше 13 м і кранах вантажопідйомністю 500 т і більше; силоси для матеріалів, зберігання яких у залізобетонних ємкостях не дозволяється; наземні резервуари для зберігання нафтопродуктів і зріджених газів; мости залізничні за довжини прогонових будов більше 27,6 м і автодорожні – за довжини більше 42 м; опори ліній електропередач одно ланцюгових напружень 500 кв і більше; теле і радіовежі тощо).

Широке впровадження металевих конструкцій у будівництві є наслідком таких основних позитивних характеристик:

- висока надійність, яка зумовлена однорідністю металу;
- легкість (через високі міцності та модулі пружності сталей і алюмінієвих сплавів металеві конструкції мають меншу масу порівняно з аналогічними залізобетонними чи дерев'яними);
- індустріальність (металеві конструкції виготовляють з готових прокатних, пресованих чи гнутих профілів, найчастіше на високо механізованих підприємствах, монтують у спеціалізованих організаціях з мінімальними затратами ручної праці, мають високий ступінь заводської готовності); непроникність для рідин та газів, високі захисні властивості від впливу іонізуючих та інших шкідливих випромінювань.

Останніми роками спостерігається розширення обсягів застосування металевих будівельних конструкцій із алюмінієвих сплавів, які не набули поки що широкого застосування, однак, завдячуючи особливим властивостям (стійкість проти корозії, зберігання механічних властивостей – за від'ємних температур, мала маса, гарний зовнішній вигляд), їхнє використання доцільно у важкодоступних районах Півночі, у будівлях з підвищеними естетичними вимогами, у багатопарових полегшених огорожжувальних конструкціях тощо.

Перспективним є створення несучих і огорожжувальних конструкцій, які складаються таким чином, що елементи всієї будівлі чи її частини після виготовлення на заводі в контейнері або у вигляді габаритної відправної марки подаються на монтаж, де їх найпростішими способами (наприклад, у процесі піднімання) розправляють і встановлюють у проектне положення. Останнім часом розроблені плоскі та просторові конструкції такого типу у вигляді кроквяних систем, циліндричних і кулястих склепін та інші.

Дерев'яні конструкції. Деревину й матеріали на її основі широко використовують у сучасному будівництві в багатьох технічно розвинутих країнах.

Розумне поєднання легких індустріальних дерев'яних і фанерних конструкцій покриттів з вогне- й біостійкими залізобетонними та кам'яними опорними частинами будівель дає можливість отримати ефективні проектні рішення.

Найдоцільніше використовувати дерев'яні конструкції під час спорудження:

- покриттів однопролітних зальних будівель (торгових, спортивних, виставкових, видовищних тощо);
- сільськогосподарських виробничих та складських будівель;
- тимчасових і допоміжних будівель на будівельних майданчиках, особливо підприємств лісозаготівельної та деревообробної промисловості;

- виробничих і складських будівель підприємств хімічної промисловості з агресивним у сенсі до металу та залізобетону середовищем;
- дахів житлових і громадських будівель;
- житлових і громадських будівель малої поверховості, особливо в лісових районах;
- споруд спеціального призначення, в яких обмежується або повністю виключається використання металу;
- відкритих споруд (мостів малих прольотів, естакад, опор ліній електропередач тощо) за обов'язкового використання високоефективних методів захисту деревини від загнивання.

Використання дерев'яних конструкцій обмежується лише для промислових будівель з великими крановими навантаженнями, у приміщеннях з високою вологістю, в гарячих цехах і всюди, коли це зумовлює підвищену пожежонебезпечність.

Конструкції із пластмас. Пластмаси найдоцільніше використовувати для:

- сумішених панелей стін і покриттів;
- світлопрозорих огорожувальних конструкцій;
- оболончастих покриттів;
- пневматичних конструкцій.

Використання пластмасових конструкцій винятково перспективне за рахунок їх малої маси в збірно-розбірному будівництві; у будівництві, яке виконують у віддалених важкодоступних районах та в районах з підвищеною сейсмічністю. Крім того, за рахунок високої стійкості до корозії використання пластмас є ефективним у будівлях з хімічно агресивним середовищем.

Широко використовують полімерні матеріали в будівельних конструкціях підприємств з хімічно агресивним технологічним середовищем. Тут несучі конструкції можна виготовляти з армополімербетону. Такі елементи значно довговічніші від залізобетонних з протихімічним захистом. Агресивності такі конструкції можна виготовляти також із склопластикових або підсилених поліетиленових труб та профілів.

Заслужують на увагу пневматичні й тентові конструкції, основною частиною яких є полімерна оболонка (з тканини та плівки), підтримувана надлишковим тиском повітря або системою вант. Застосовують їх для будівництва складів, критих токів та зерносховищ, виставкових павільйонів, спортивних залів тощо.

Кам'яні і армокам'яні конструкції доцільно використовувати у районах добування природного каменю (туфи, пемзи), особливо на півдні України, Молдови і в інших районах. Для кам'яних конструкцій широко використовують штучні матеріали – цеглу, керамічні блоки. Кам'яні конструкції переважно використовують як стінову огорожу, підпірні стіни, стовпи тощо.

Кам'яні конструкції зводять із місцевих матеріалів. Вони прості у виготовленні, довговічні та вогнестійкі. Однак, їх зведення пов'язано із значними трудовими затратами: кам'яні конструкції мають порівняно велику масу, високу теплопровідність. Для підвищення рівня механізації мурувальних робіт і

скорочення термінів будівництва сьогодні використовують великі блоки і панелі заводського виготовлення із цегли, легких і ніздрюватих бетонів.

Вибираючи конструктивні рішення і матеріали для будівельних конструкцій, необхідно прагнути до одержання найбільшого техніко-економічного ефекту. При тому потрібно дотримуватись “Технічних правил з економічного витрачання основних будівельних матеріалів” (ТП 101–76) [1.7]. Значні різновиди об’єктів, які будують у різних районах нашої країни, що відрізняються природно-кліматичними умовами, даною місцевою будівельною індустрією, обумовлюють можливість і доцільність виготовлення будівельних конструкцій із різних матеріалів.

1.3 Короткий історичний огляд та розвиток будівельних конструкцій в Україні

Протягом тисячоліть людство поступово розвивало будівельну справу, удосконалюючи своє житло та споруджуючи складніші, унікальніші будови, основою міцності яких були несучі будівельні конструкції.

У період Київської Русі були побудовані всесвітньо відомі пам’ятки архітектури. Найбільше вражає Софія Київська, яка і сьогодні захоплює нащадків своєю величчю. Виникають зародки цехової організації майстрів будівельної справи, здобувають визнання місцеві зодчі Петро Милонет із Києва, Іван із Полоцька, Каров Яковлевич із Новгороду, а також античні вчені Амфій Тральський, Ісідер Мілецький. У ці часи були розроблені правила будівництва, викладені в “Будівельному статуті” й у “Руській Правді”» Ярослава Мудрого (1020 р.).

Поступово у будівництві й архітектурі утверджуються раціональні ідеї використання будівельних матеріалів і конструкцій, вільний вибір стилю та застосування національних особливостей, традицій. Широко впроваджується цегляна архітектура, залізобетон, нові форми сталевих конструкцій у мостах та громадських будівлях.

1.3.1 Кам’яні, дерев’яні та пластмасові конструкції

Кам’яні конструкції. Історія розвитку будівельних конструкцій починається з глибокої давнини – перші споруди із необробленого каменю зводились ще у кам’яному віці. З незапам’ятних часів започатковано використання дерев’яних конструкцій. Ці природні матеріали використовували під час будівництва житла і перших примітивних споруд – стовпів, навісів, невеликих мостів тощо. У рабовласницький і феодальний періоди було зведено велику кількість видних пам’ятників кам’яного зодчества – храмів, палат, соборів з купольними покриттями тощо. Подібні споруди у Київській Русі зводили, починаючи з X ст. У пізніший період кам’яні будівлі були побудовані у Пенові, Суздалі, Володимирі і інших містах. У XIV–XV ст. були споруджені Архангельський собор у Московському Кремлі, кремлівські стіни і багато інших будівель. У

минулому столітті появились армокам'яні конструкції, істотно розширили сфери їх застосування. Кам'яні конструкції, армовані металевими елементами, почали застосовувати під час будівництва труб, резервуарів, мостів тощо. Нині основною галуззю використання кам'яних конструкцій є стінові огороження, стовпи і стовпці, підпірні стінки. (рис. 1.1).

У першій науковій друкованій праці у Радянському Союзі про міцність кам'яної кладки було вивчено напружено-деформований стан кам'яної кладки при стиску. Автор В.А.Гастев довів, що при стиску кладки кожна цегла піддається згину і в ньому виникають напруження стиску, зрізу і розтягу.



Рис.1.1. Цегляні багатоповерхові житлові будівлі: *a* – у м.Львові;
b – у м. Винники

Велике значення у розвитку теорії і практики кам'яних конструкцій мали праці проф. Л.І.Онищука і його учнів, виконані починаючи з 1932 р. у створеній ним лабораторії кам'яних конструкцій у Центральному науково-дослідному інституті промислових споруд (ЦНПІС).

У середині 30-х років методи розрахунку міцності кам'яних конструкцій вже були засновані на великій кількості експериментальних досліджень. За період з 30-х до 50-х років відбулась істотна еволюція кам'яних конструкцій і матеріалів. Значно розширились галузі застосування цегляних стін, було впроваджено армування кам'яної кладки на основі теорії розрахунку армокам'яних конструкцій. У ці роки було розроблено нові методи виконання кам'яних робіт у зимових умовах.

У розвитку теорії і практики кам'яних конструкцій велике значення належить В.П.Некрасову, Ю.М.Іванову, В.О. Камейко, А.І. Рабиновичу, І.Т. Котову, М.І. Кравчені і іншим українським та радянським вченим.

Подальший розвиток кам'яних конструкцій відбувається по шляху засвоєння і впровадження ефективніших кам'яних матеріалів і великорозмірних конструкцій, досліджень з розрахунку міцності і стійкості кам'яних конструкцій і проектування на цій основі конструкцій із порівняно малою масою, які дають змогу використовувати місцеву сировинну базу і індустриальні методи будівництва.

Дерев'яні конструкції. Розвиток дерев'яних конструкцій відбувався паралельно з кам'яними. Перші дерев'яні мости були побудовані ще до нашої ери. У давні часи у будівництві домів і кріпосних стін широко використовувались рублені дерев'яні конструкції (зруби). Під час розвитку дерев'яні конструкції почали використовувати у складних системах зі шпоночними, цвяхами і нагельними з'єднаннями – у складених балках, рамах, склепах тощо.

Видатні пам'ятники народного дерев'яного зодчества – рублені кріпосні споруди і церкви – були створені у XII – XVIII ст. у Києві, Львові, Новгороді і багатьох інших містах України та Європи.

Хорошими зразками дерев'яних конструкцій початку XIX ст. можуть слугувати, що збереглися до наших часів, трикутні ферми багаторигельної системи покриття манежу у м. Москві прольотом близько 50м (1817р.), перекриття Великого та Малого театрів у Москві тощо.

У XVII-XIX ст. дерев'яні конструкції широко застосовують у інженерних спорудах: плотинах, шлюзах, мостах, а також під час будівництва промислових, сільськогосподарських і громадських будівель. (рис. 1.2).

В Україні було споруджено багато дерев'яних мостів великих прольотів з підкосною балковою і арковою системами прольотних будов. Оригінальні конструкції дерев'яних мостів створили видатні вчені Д.І.Журавський, Є.О.Патон. Подальший розвиток дерев'яних конструкцій пов'язаний також з іменем почесного академіка В.Г.Шухова. Він створив економічні раціональні конструкції сітчастих зводів, які використовували не тільки в Україні, Росії, але і за рубежом.

У останні десятиліття набули розповсюдження ефективні клеєні дерев'яні

конструкції, металодерев'яні ферми і арки тощо. Одночасно збільшується використання конструкцій із застосуванням пластмас, зокрема, шарових плит, стінових огорожень, надувних пневматичних оболонок тощо. У розвитку дерев'яних конструкцій велике значення мали вітчизняні та зарубіжні вчені В. Г. Шухов, А. І. Отрешко, В. С. Дерев'ягін, Е.О. Патон, Г.Г. Карлсен, Ю.М. Іванов, О.Б. Губенко, В.Ф. Іванов, В.В. Большаков і ін.

Пластмасові конструкції. Науково-технічний прогрес у техніці і, зокрема, у будівництві нині не можна уявити без використання полімерних матеріалів та пластмас на основі синтетичних смол. Часто вони є ефективними заміниками традиційних матеріалів — бетону, металу, деревини.

Застосування полімерних матеріалів і пластмас в усіх галузях народного господарства дає можливість економити чорні й кольорові метали, деревину, цемент, скло тощо. У будівництві широко використовують пластмаси та полімери і конструкції із застосуванням їх.



Рис.1.2 Дерев'яна будівля. Ресторан „Гуцульщина”, м. Яремча



Рис. 1.3 Дерев'яна церква, м. Львів

Можна намітити такі основні напрями ефективного використання цих конструкцій: для зниження маси будівель і споруд (просторових, пневматичних тощо); для поліпшення транспортабельності легких захисних конструкцій; для світлопроникності конструкцій; для конструкцій, які працюють в агресивному середовищі; для плівково-каркасних конструкцій.

Через низький модуль пружності полімерних конструкційних матеріалів вони ефективні в конструкціях, де максимально використовуються їхні високі міцнісні характеристики і вплив їхньої незначної деформативності. Ці властивості конструкційних матеріалів використовують у конструкціях просторових форм одинарної і подвійної кривизни (куполи, оболонки тощо). Виконані в такий спосіб покриття надають архітектурної й естетичної виразності зовнішньому вигляду будівлі. Застосування полімерних матеріалів дає можливість сумістити в конструкції несучі і захисні функції. Ефективними також є будівельні конструкції із застосуванням пластмас у багатошарових або криволінійних захисних панелях, де пластмаси використовують разом з традиційними матеріалами у найвигідніших комбінаціях. Прикладом можуть бути тришарові плити покриттів і стінові панелі з внутрішнім шаром із пінопластів або у вигляді ребристого каркасу з обшивками з тонких ефективних матеріалів у будівництві промислових, громадських та житлових будівель і споруд. З розвитком виробництва пластмас, поліпшенням їхніх фізико-механічних властивостей і здешевленням тришарові конструкції дедалі більше застосовуватимуть у будівництві.

1.3.2 Металеві конструкції та споруди

Метал для будівельних конструкцій вперше почали використовувати у XII ст. окремі деталі (затяжки тощо). Перші будівельні конструкції, виготовлені повністю із металу (чавуна), з'явилась у XVII – XVIII ст.(мости, перекриття). У XIX ст. з'явилися чавунно-залізні ферми, клепані залізні ферми і залізні конструкції. Завдячуючи роботам талановитих вчених Л.П. Проскуракова, В.Г. Шухова і ін. було створено унікальні споруди із металевих конструкцій (великопрогінні мости зі шпренгельними системами, гіперболічні решітчасті вежі, оболонки із прямолінійних елементів тощо). Розвиток електрозварювання спричинив її широке використання у металевих конструкціях. У сучасних металевих конструкціях такий спосіб з'єднання елементів став основним, що зумовило зниження витрат металу і трудоемкості виготовлення. Металеві конструкції в Україні, у СРСР і за рубежом знайшли успішне застосування з низьколегованих надрізних сталей і алюмінієвих сплавів, попередньо напружені, суцільно зварні (міст Є.О. Патона у Києві) легкі і структурні конструкції. Побудовано багато унікальних споруд – телевізійні і радіовежі заввишки більше 200-300м, гвинтові мости, покриття спортивних і виставкових приміщень, каркаси висотних будівель тощо. Значний внесок у розвиток металевих конструкцій у СРСР і в Україні зробили М.С.Стрелецький, М.П.Мельников, Е.І. Беленя, Є.О.Патон і ін.

З кінця XIX ст. під час будівництва в Україні металургійних і машинобу-

дівних заводів іноземні концерни почали застосовувати металеві конструкції. У 1872 р. у Донбасі, на заводі англійського капіталіста Д. Юза, у будівництві домених, мартенівських, механічних цехів широко застосовують металеві конструкції. Найчастіше поперечний переріз механічного цеху мав три прольоти з розмірами центрального прольоту 21,45 м. Центральний проліт являв собою двохшарнірну раму з жорстким закріпленням колон у фундаментах і шарнірним приєднанням крокв'яних ферм. У поздовжньому напрямку колони встановлювалися з кроком 10,5 м, а крок ферми становив 5,25 м.

Металеві конструкції широко застосовували для промислового будівництва в Катеринославі, Кам'янському (Дніпропетровськ, Дніпродзержинськ), а також на двох великих металургійних заводах у Маріуполі. У США було закуплено і перевезено до Маріуполя у повному комплекті металургійний завод разом із металевими конструкціями цехів.

Перші відомості про застосування металу в каркасах цивільних будов в Україні належать до 1870 р. Це експериментальне будівництво житлових споруд в Інкермані (Крим), а також реконструкція Андріївського собору в Києві (1892 р.).. із заміною пошкоджених дерев'яних несучих конструкцій купола на металеві. Металеві конструкції покриття були застосовані у великих театрах, побудованих у Києві, Львові, Одесі. Для перекриття залу глядачів міського театру в Києві було використано металеві крокв'яні ферми прольотом 17,8 м, верхній пояс яких мав параболічні обриси і складався з двох кутників 15 x 100 мм (1901 р., арх. В. А. Шретер).

В Одесі побудований у 1903 р. будинок кредитного товариства, несучими конструкціями покрівлі якого були сталеві крокв'яні ферми.

У 1897 р. розпочали будівництво міського театру у Львові (арх. З. Горголевський). У перекриттях сценічної частини застосовані ґратчасті двохшарнірні арки прольотом 20 м і заввишки 10 м, а для залу глядача — крокв'яні ферми прольотом 20 м, заввишки 2215 мм (рис. 1.4).

З металевих конструкцій виконані перекриття Одеського оперного театру — одного з найбільших театрів Європи на той час, а також перекриття багатьох драматичних театрів України.

Прикладом оригінальних металевих конструкцій ринків є Бесарабський ринок у Києві (1912 р., арх. Г. Ю. Гай, М. П. Бобрусов). Несучі конструкції ринку — високі сталеві тришарнірні наскрізні арки прольотом 29,5 м, заввишки 18 м. Переріз арок просторовий, складається з чотирьох віток, з'єднаних у площині арки решіткою з легких кутників, а з площини — парними планками. Опорні вузли шарнірні, балансирні. Покриття крайніх прольотів укладається на легкі металеві фермочки з паралельними поясами, які опираються на стояки арок і цегляні стіни.

Металеві конструкції широко застосовують і в будівлях залізничних вокзалів. Дебаркадер Львівського залізничного вокзалу має перекриття у вигляді двохпрольотних металевих наскрізних аркових систем (рис. 1.5).

У 1935—1941 рр. значні дослідження у галузі міцності металевих конструкцій виконані під керівництвом Н. В. Карнаухова за участю П. М. Варвака,

А. П. Роковицана, А. ї. Стрельбицької, В. Г. Чудновського. У середині 30-х років завідувач кафедри металевих кострукцій КІВІ Н. Д. Жудін, відомий вчений у галузі будівельної механіки і кострукцій, запропонував розрахунок сталевих кострукцій з урахуванням розвитку пластичних деформацій.

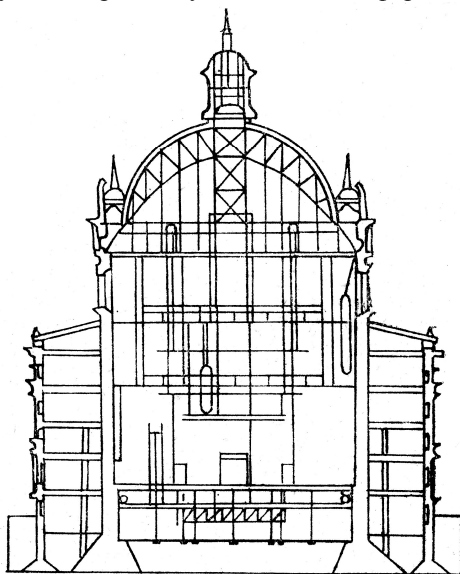


Рис. 1.4 Оперний театр у Львові (1897–1900 рр.)

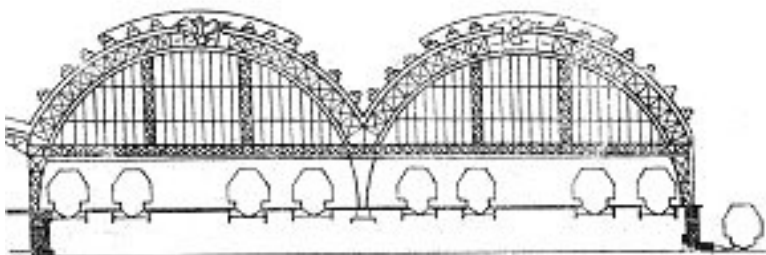


Рис.1.5 Дебаркадер львівського залізничного вокзалу, переріз (1904 р)

Інститут будівельної механіки (а з 1959 р. Інститут механіки) ще в роки Великої Вітчизняної війни вирішував завдання міцності за нестандартних навантажень стосовно оборонної промисловості (Є. О. Патон, Б. Н. Горбунов, С. В. Серенсен, Г. С. Писаренко). З середини 40-х років розробляли методи розрахунку металевих рам з тонкостінних стрижнів як у межах, так і поза межами пружності (Б. Н. Горбунов, Н. Д. Жудін, А. І Стрельбицька), а також загальну теорію розрахунку на міцність і стійкість стрижневих систем (Н. В. Карнау-

хов).

У КІБІ виконані дослідження та розробка нових конструктивних форм металевих конструкцій, зокрема з високоміцних сталей і тонкостінних оболонок (М. М. Жербін), а також легких сталевих конструкцій, теорія оптимізації вантових систем (В. В. Трофимович, В. О. Пермяков, В. О. Владимирський), наскрізних та висячих систем (В. М. Шимановський).

Підвищенню технологічності металоконструкцій присвячені праці М. М. Сахновського (Дніпропетровський 131), економіці й оптимальному проектуванню — Я. М. Ліхтарникова, Д. В. Ладижинського (Мак ІБ І).

Проблему розрахунку тонкостінних сталевих конструкцій і оболонок розглянуто в працях С. П. Кана (Харківський ІУКБ). У різні роки в ХІБІ працювали відомі вчені — професори Г. А. Петров, О. П. Мчелов-Петросян, В. А. Трубін, С. Е. Фрайфельд, А. С. Уловайський, А. А. Тіп, П. С. Колобков й інші.

Виконують дослідження і розробку конструкцій із маловуглецевих термоміцнених сталей, запропоновано теорію надійності сталевих резервуарів (А. В. Сильвестров, ДІБІ), вивчають та вдосконалюють сталеві конструкції (Є. В. Горохов, МакІБІ) й інші.

1.3.3 Бетонні та залізобетонні конструкції та споруди

Розвиток металургійної, цементної промисловості та вимоги до несучої здатності й вогнестійкості конструкцій зумовили впровадження у будівництво залізобетонних конструкцій.

У різних країнах одночасно з'являються ідеї підсилення бетону металевою арматурою з метою підвищення міцності під час роботи конструкцій на розтяг. Француз Ж. Ламбо в 1849 р. побудував залізобетонний човен з каркасом (арматурою) з дротяної сітки. У тому спомому році американець Г. Гіатт виконав перші дослідження бетонних брусків, В. Уілкінсон (Англія) у 1865 р. одержав патент на вогнестійкі залізобетонні перекриття. За його проектом побудований двоповерховий будинок, який успішно витримав випробування на вогнестійкість.

У 1861 р. у Франції видано книгу Ф. Куньє “Агломерування бетону”, який застосовується в будівельній справі», а у 1867 р. перший патент на цементні діжки, армовані залізним дротом, одержав французький садівник Ж. Моньє.

1892 р. французький інженер Ф. Геннебік застосував важливе удосконалення залізобетонних конструкцій – похилі та поперечні стрижні для підсилення бетону під час його роботи на зріз і сколювання. Він запропонував наближені формули для розрахунку, що зумовило розповсюдження каркасних конструкцій, подібних до сучасних.

У 1870—1880 рр. з розвитком цементної промисловості в Україні почали широко впроваджуватися залізобетон. Експериментальні випробування конструкцій були виконані в Києві, Львові, Миколаєві, Здолбунові.

Залізобетонні конструкції появились у середині минулого століття, однак вже до кінця століття було споруджено залізобетонні ребристі перекриття,

перші мости, труби. На початку XX століття у Москві вже було збудовано безбалкове залізобетонне перекриття, а у Миколаєві на Україні – перший у світі залізобетонний маяк. Надалі залізобетонні конструкції набувають все більшого розповсюдження у вигляді монолітних конструкцій будівель і інженерних споруд. На початку 30-х років минулого століття з'являються перші попередньо напружені конструкції, ефективність яких швидко розвивається з підвищенням механічних характеристик арматурної сталі і бетону, а також з розвитком технології їх виготовлення. У післявоєнні роки значного розвитку набули збірні залізобетонні конструкції. Застосування уніфікованих збірних залізобетонних конструкцій у промислових будівлях (колонни, балки, ферми, арки тощо), великопанельних житлових і будівлях загального призначення (рис. 1.6.a), у інженерних спорудах (мости, естакади, шляхопроводи, гідротехнічні споруди тощо) дало змогу скоротити терміни будівництва і зменшити витрати.

Із залізобетону побудовано багато унікальних споруд. Ще у 1935 році у Новосибірську було побудовано найбільший тоді купол діаметром 60 метрів завтовшки 7 см. Пізніше залізобетон почали широко використовувати під час будівництва різних оболонок, прольоти яких перевищили 200 м. У 1960 – 1965 рр. із попередньо напруженого залізобетону було побудовано Московську телевізійну башню заввишки більше 500м (рис. 1.6.d).

Залізобетон став основою сучасного будівництва, його успішно застосовують не тільки у масовому цивільному, промисловому і сільськогосподарському будівництві, але й у містобудуванні, у гідротехнічному будівництві і інших галузях (рис. 1.6).

Внаслідок наукової і практичної діяльності Н. А. Белелюбського, А. Ф. Лолейта, А. В. Кузнецова в Росії, А. С. Кудашева, Н. К. П'ятницького, С. І. Рудницького та інших в Україні залізобетонні конструкції почали широко застосовувати у практиці будівництва. З 1898 р. залізобетон впроваджується для будівництва на залізницях.

Одним з піонерів упровадження залізобетону в Україні був інженер С. І. Рудницький, який працював в Одесі. Його будівельна контора за 1889—1907 рр. побудувала близько 100 залізобетонних резервуарів на залізничних коліях, застосовувала залізобетон у конструкціях Бесарабського ринку в Києві, стеаринового заводу, деяких житлових і торгових будинків в Одесі.

З ініціативи М.Тульє в 1894 р. у дворі Вищої політехнічної школи збудовано залізобетонний міст–арку прольотом 11,05 м як експонат для виставки, яка відбувалась у той час у Львові.

На початку XX ст. в Україні великий вплив на впровадження залізобетону чинили інженери земств, залізниць, викладачі ВНЗ, особливо професори С. А. Прокоф'єв, Я. В. Столяров, Є. О. Патон, інженери Ю. І. Успенський, Н. К. П'ятницький, А. Г. Гінзбург, В. І. Леонтович, Н. І. Летунівський, І. А. Кириленко, С. А. Віслоцький та багато інших.

У 1901 р вперше в Україні, влаштовуючи фундаменти Миколаївського костелу у Києві, застосовано бетонні буронабивні палі (винахід київського інже-

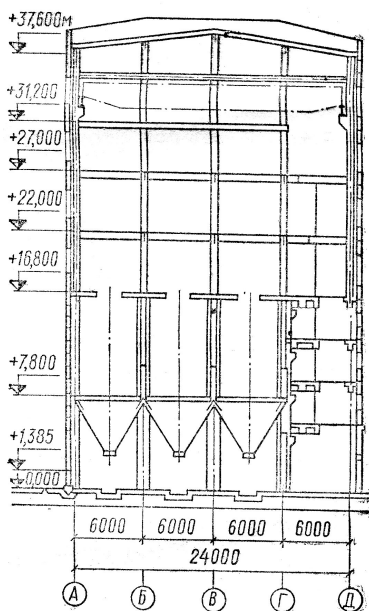
нера Страуса).



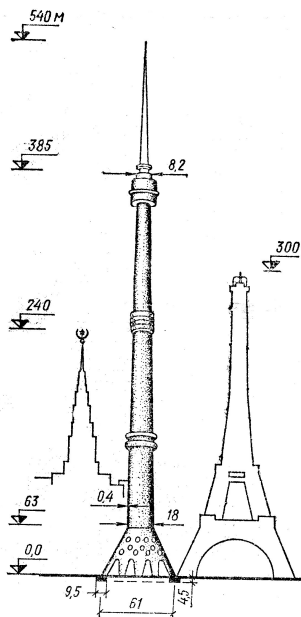
a



b



c



d

Рис. 1.6 Залізобетонні висотні будівлі: *a* – каркасна будівля інституту ДерждорНДІ (Київ); *b* – каркасна будівля Мінтрансу (Київ); *c* – каркасна промислова будівля; *d* – Останкінська телевізійна вежа (Москва)

Об'єднання ребристих перекриттів з колонами в єдину каркасну систему вважається початком впровадження сучасних залізобетонних конструкцій.

В Україні вперше будинок з елементами залізобетонних конструкцій побудовано в Катеринославі. Це двоповерховий пакгауз розмірами 35×80 м. Стіни виконані з монолітного залізобетону завтовшки 10 см. Для утеплення житлових приміщень застосовані коркові щити. Плоска покрівля цього будинку, очевидно, була першою в Україні.

Найбільшою будовою з повним залізобетонним каркасом був шестиповерховий комерційний банк у Харкові (1913 р., арх. А. І. Ржепишевський, Н. В. Васильєв). Будинок каркасний з фахверковим заповненням цегляною кладкою.

Поширення залізобетонних конструкцій дало змогу застосовувати їх у промислового будівництва. Це бункери, силоси, резервуари і водонапірні башти у Керчі, Катеринославі, Миколаєві, Харцизьку, Ялті, Одесі тощо.

В Україні найвидатнішою інженерною спорудою з монолітного залізобетону є маяк у Миколаєві. Це перша в світі споруда такого типу. У 1903 р. інженер Н. К. П'ятницький і архітектор А. А. Барішников запроектували маяк у трьох варіантах (з металу, цегли та залізобетону). Техніко-економічний аналіз виявив переваги залізобетонного варіанта. Конструкція маяка — конусоподібна труба заввишки 36 м, завтовшки стінки 20–9 см. Автори присвятили цю працю своєму вчителю — відомому вченому Ф. С. Ясинському. У розробці проекту брав участь Н. А. Белелюбський.

Доцільність застосування збірного залізобетону визнана ще у 1902 р. Так, інженер Н. К. П'ятницький писав, що недоліки монолітного залізобетону призвели до необхідності створити таке перекриття, яке в готовому вигляді укладали на місце будови. Причому з таким розрахунком, щоб формам для його виготовлення можна було користуватися декілька разів.

Серед перших збірних залізобетонних елементів були плити, сходи, труби, палі, елементи залізобетонних мостів.

У кінці XIX ст. на основі досвіду та теоретичних праць було розроблено метод розрахунку залізобетонних конструкцій за допустимими напруженнями. В основу цього методу покладено закони опору матеріалів Бернуллі й закон Гука з урахуванням особливостей залізобетону. При тому припускали, що напруження при згині пропорційні деформаціям і відстаням від волокон до нейтральної осі. Опір бетону розтягу не враховували.

У розробку методів розрахунку залізобетону значний внесок зробили вчені різних країн. Зокрема К. Мазо і П. Нейман (1890 р.) запровадили поняття про приведений переріз бетону, в якому арматуру заміняли еквівалентною площею бетону. М. Кенен запровадив в обіг теорію розрахунку (1887 р.). Ф. Куньє і Н. Тедеско вперше ввели поняття про робочу висоту перерізу. Удосконалили теорію розрахунку і конструювання Ф. Геннебік, А. Консідер, П. Джексон та інші.

Значний внесок у розвиток методів розрахунку залізобетону зробили вчені України. Професор Львівського політехнічного інституту М. Тульє у 90-ті роки минулого століття ввів поняття про стадії напруженого стану елементів, що згинаються, і вперше розрізнив їх. Ці поняття існують досі. Київський інженер

А. С. Кудашев у 1898-1899 рр. виконав у лабораторії Південно-західної залізниці дослідження, якими експериментально підтвердив доцільність прийняття для залізобетону гіпотези плоских перерізів.

У 1902 р. М. Тульє виконав у Львові важливі експериментальні дослідження ребристих перекриттів у стадії руйнування і зробив спробу побудувати формули для цієї стадії (1913 р.), що було прообразом нового методу розрахунку за граничними станами.

Основні обчислювальні комплекси, за допомогою яких виконують проектування залізобетонних конструкцій в Україні та багатьох країнах світу, розроблені в Києві (Городецький, Здоренко). В Україні розроблені точніші методики розрахунку залізобетонних конструкцій, ніж у діючих нормах. З часом вони повинні стати основою розроблення нових будівельних норм в Україні.

Розвиток залізобетону і підвищення його техніко-економічної ефективності зв'язано із збільшенням міцності бетону і арматури, зменшенням ваги за рахунок використання раціональних конструктивних форм, а також легких бетонів, армоцементу, технології виготовлення, особливо складних конструкцій (попередньо напружених, тонкостінних просторових тощо).

1.3.4 Наукові центри та школи дослідження будівельних конструкцій та споруд в Україні

У перші роки Радянської влади головними науковими центрами були Всеукраїнська Академія Наук та кафедри вищих навчальних закладів.

Особливо велике значення для вирішення технічних завдань будівництва мали дослідження Інституту будівельної механіки, організованого в 1919 р. і очолюваного у різні часи видатними вченими С. П. Тимошенком, А. Л. Граве, С. В. Серенсенем, К. К. Симінським. Останній створив капітальний підручник “Курс статички споруд” (1913 р.), а також розробив нові методи розрахунку просторових стрижневих систем.

Згідно з вимогами будівельної практики у 1928 р. у Харкові створено Український комплексний науково-дослідний інститут споруд (УІС). У цьому інституті в довоєнні часи виникали українські наукові школи в галузі теорії бетону і залізобетону, великозбірного будівництва, технології будівельного виробництва та будівельних матеріалів.

Науковим керівником УІС був професор Я. В. Столяров, директором — професор А. І. Неровецький. Розвиток теорії довготривалих процесів відображений у працях професорів І. І. Улицького й І. Є. Прокоповича, а також Н. А. Буданова.

Я. В. Столяров (1878 –1945 рр.) один з перших (незалежно від відомих вчених А. Ф. Лолейта, І. Я. Штаермана й А. А. Гвоздева) відмовився від класичної теорії розрахунку залізобетону за допустимими напруженнями. Він брав участь у створенні нової теорії розрахунку залізобетону за стадією руйнування. Під його керівництвом у 30-ті роки розпочали розроблення методики розрахунку тонкостінних просторових конструкцій, попередньо напружених конструкцій.

цій, економічних методів проектування.

До наших днів зберегла наукову цінність книга Я. В. Столярова “Введение в теорию железобетона” (1941 р.), в якій обґрунтовано основні проблеми загальної теорії залізобетону. Я. В. Столяров увів поняття пружно-пластичного бетону, відзначивши зв'язок усіх питань міцності залізобетону з деформівними властивостями бетону.

Один з його учнів В. Г. Скрамтаєв розробив основи теорії міцності бетону і методи розрахунку його складу, запропонував нові види бетону та нові цементами.

Поряд з харківською школою істотним є внесок у теорію бетону і залізобетону вчених Києва, Львова. Професор О. С. Жарський опублікував дві монографії з розрахунку залізобетонних рам. Розрахунком колон з урахуванням позовжнього згину під дією руйнуючого навантаження займався професор В. Н. Ярин.

У Львові дослідження в галузі залізобетону виконував учень М. Тульє професор Політехнічного інституту А. С. Курилло.

У повоєнні роки в Україні наукове та кадрове забезпечення капітального будівництва здійснювала до 1963 р. Академія будівництва і архітектури України, а в наступні роки — науково-дослідні інститути Держбуду, вищі та середні спеціальні навчальні заклади.

2- Науково -дослідний інститут будівельних конструкцій Держбуду – головний багатопрофільний інститут з розроблення, дослідження та впровадження несучих звичайних та попередньо напружених залізобетонних конструкцій промислового та цивільного призначення (А. Й. Буракас, П. І. Кривошійв).

Зональний науково-дослідний інститут експериментального проектування (КиївЗНДІЕИ) є базовою організацією стандартизації конструкцій і виробів з важкого і легкого залізобетону, легких сталевих конструкцій і алюмінієвих сплавів для цивільного будівництва.

Одним з основних напрямків досліджень інституту є впровадження в проектування математичних методів розрахунку на ЕОМ, розроблення і застосування систем автоматизованого проектування.

Основними ВНЗ України, в яких готують кадри архітекторів і будівельників, є Київський, Харківський, Одеський, Дніпропетровський, Полтавський, Мажівський інженерно-будівельні інститути, Харківський інститут інженерів комунального будівництва, а також архітектурні й будівельні факультети політехнічних, сільськогосподарських, гідромеліоративних та інших інститутів.

Значному розвитку досліджень та впровадженню будівельних матеріалів і конструкцій сприяла діяльність таких інститутів, як ІЕЗ ім. Патона НАН України, ФМІ ім. Карпенка Г.В. НАН України, УкрНДПроектстальконструкція, Дніпропроектстальконструкція, НДІВК, КиївЗНДІЕП, а також кафедр металевих, залізобетонних та будівельних конструкцій провідних будівельних ВНЗ і факультетів.

У КІБІ виконані дослідження та розробка нових і конструктивних форм металевих конструкцій, зокрема з високоміцних сталей і тонкостінних оболо-

нок (М. М. Жербін), а також легких сталевих конструкцій, теорія оптимізації ватових систем (В. В. Трофимович, В. О. Пермяков, В. О. Владимирський), наскрізних та висячих систем (В. М. Шимановський).

Підвищенню технологічності металоконструкції присвячені праці М. М. Сахновського (Дніпропетровський ІЗТ), економіці й оптимальному проектуванню — Я. М. Ліхтарникова, Д. В. Ладжинського (Мак ІБІ).

Проблему розрахунку тонкостінних сталевих конструкцій і оболонок розглянуто в працях С. П. Кана (Харківський ІУКБ). У різні роки в ХІБІ працювали відомі вчені — професори Г. А. Петров, О. П. Мчелов-Петросян, В. А. Трубін, С. Е. Фрайфельд, А. С. Уловайський, А. А. Тіп, П. С. Колобков й інші.

Виконують дослідження і розробку конструкцій із маловуглецевих термозміцнених сталей, запропоновано теорію надійності сталевих резервуарів (А.В. Сильвестров, ДІБІ), вивчають та вдосконалюють сталеві конструкції (Є. В. Горохов, Макі Б І) тощо.

Оригінальні наукові дослідження і розробки виконали видатні вчені України в галузі будівельних конструкцій В. Н. Ярин Н. А. Буданов, А.М. Бамбура, І. І. Улицький, Я. Д. Лівшиц, А. А. Фрайфельд, А. С. Курилло, Є. Ф. Лисенко, Л. М. Поляков, М. С. Торяник, І. Є. Прокопович, А. Я. Барашиков, А. В. Голишев, С. Н. Клепиков, О. Є. Лопатто, Й.Й. Лучко, Ф. Є. Клименко, Л. І. Стороженко, О. Л. Шагін, А. П. Кричевський, П. Ф. Вахненко, В. А. Пахомов, Л. М. Фомиця, М. А. Цейтлін, Б. Г. Гнідець, М. А. Янкелевич, А. Д. Ліберман, В. Д. Таіров, В. І. Скатинський та інші. Основоположником і організатором полтавської школи дослідження міцності косостиснутих і косозігнутих залізобетонних елементів є відомий вчений М. С. Торяник.

А. Я. Барашиков (КІБІ) виконав і продовжує дослідження залізобетонних конструкцій під дією тривалих та циклічних навантажень, змін температур та вологості.

Характерна особливість досліджень О.Є Лопатто — розроблення нових конструкцій і нової методики викладання проблеми будівельних конструкцій та створення на її основі посібників і підручників, зокрема українською мовою (ІБІ, Одеса).

Значні дослідження впливу довготривалих процесів на напруження і деформації залізобетонних конструкцій і споруд виконав І. Є. Проконович (ІБІ, Одеса).

Розробленню нового напрямку сталобетонних конструкцій із зовнішнім стрічковим армуванням та їх впровадженню в будівництво присвячено багаторічну працю Ф. Є. Клименка (Національний університет „Львівська політехніка”).

Багатогранні дослідження трубобетонних конструкцій, виконані Л. І. Стороженком, одержали визнання та застосування у будівництві (ІБІ, Полтава).

Потрібно також відзначити провідну наукову школу з міцності металевих матеріалів та конструкцій України – Фізико-механічного інституту ім. Г.В. Карпенка НАН України, яку очолює видатний вчений, академік В.В.Панасюк та наукові розробки в галузі міцності та тріщиностійкості, зокрема будівельних матеріалів та конструкцій О.Є. Андрейківа, Г.М.Никифорчина,

Я.Л.Іваницького та ін. Зокрема, Й.Й. Лучко на засадах механіки руйнування розробив низку оригінальних методичних розробок та підходів для розрахунку і оцінки тріщиностійкості будівельних матеріалів та залізобетонних конструкцій, зокрема в агресивних середовищах, визначення їх базових характеристик розрахунку міцності і довговічності конструкцій будівель, мостів та споруд.

Прогресивні напрямки розвитку металевих і залізобетонних конструкцій розробляють і досліджують на кафедрах будівельних конструкцій ВНЗ, зокрема Національного університету „Львівська політехніка”, Львівського державного аграрного університету, Криворізького гірничорудного, Вінницького політехнічного, Комунаського гірничо-металургійного, Українського інституту інженерів водного господарства (м. Рівне).

Сучасний рівень будівельної науки і техніки в Україні – результат творчої праці вчених, інженерів, архітекторів у співдружності зі спеціалістами інших країн.

Завдяки зусиллям учених, проєктантів і будівельників Україна перетворилась у державу з високим промисловим потенціалом. Це вугільні шахти Донбасу, гірничо-збагачувальні комбінати Криворіжжя, металургійні заводи-велетні Запоріжжя і Приазов'я, машинобудівельні заводи Харкова, Дніпропетровська, Львова, Донбасу, хімічні підприємства.

Побудовані теплові, атомні і гідроелектростанції, транспортні споруди, зокрема низка великих металевих і залізобетонних мостів через Дніпро, метрополітени в Києві та Харкові.

У галузі містобудування й архітектури споруджені великі будівлі – палаци культури, театри, готелі, музейно-меморіальні комплекси, споруди спортивного призначення, побудовані висотні будинки адміністративного призначення. У житловому будівництві, окрім будинків масової забудови, споруджували будинки зі збільшеною кількістю поверхів і покращеним плануванням.

Поліпшилась матеріально-технічна база індустріального домобудування, що сприяло розвитку масового житла та культурно-побутового будівництва.

Негативно вплинули на темпи й якість розвитку будівництва у країні грубі прорахунки у технічній політиці планування. Плани капітального будівництва склалися без достатнього наукового обґрунтування, без урахування матеріальних можливостей, що призводило до їх невиконання. Як правило, був відсутній баланс між планами капітального будівництва та їх матеріально-технічним забезпеченням.

Працівники керівного адміністративного апарату часто ігнорували думкою спеціалістів, приймали помилкові рішення з важливих питань розміщення великих промислових, гідротехнічних, енергетичних тощо підприємств на території країни. Так, будівництво Дніпровського каскаду ГЕС призвело до вилучення з сівобороту найродючіших земель, знищення річкової флори, фауни, зміни клімату. Непродумані плани розміщення атомних електростанцій спричинили Чорнобильську трагедію.

Невиправданим є також занадто широке застосування збірного залізобетону за рахунок монолітного скорочення будівництва з цегли. Надмірне впро-

вадження панельного будівництва зумовило одноманітність житлових масивів і цілих забудов міст.

Незважаючи на недоліки та прорахунки у галузі будівництва, Україна за своїм економічним, трудовим і виробничим потенціалом, а також за науковими розробками займає одне з провідних місць.

Питання для самоперевірки

1. Перерахуйте етапи розвитку будівельних конструкцій.
2. Основні вимоги, які висувають до будівельних конструкцій.
3. Раціональні галузі використання металевих конструкцій.
4. Раціональні галузі використання кам'яних, дерев'яних та пластмасових конструкцій.
5. Раціональні галузі використання бетонних і залізобетонних, монолітних та збірних конструкцій.
6. Основні дати історичного розвитку будівельних конструкцій (металевих, дерев'яних та пластмасових, залізобетонних та кам'яних).
7. Наукові центри та школи дослідження будівельних конструкцій та споруд.

ТЕМА 2. ОСНОВНІ ЗАСАДИ ПРОЕКТУВАННЯ І РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

Лекція №2

2.1. Граничні стани конструкцій

Граничними називають такі стани, у разі підвищення яких конструкція перестася задовольняти задані експлуатаційні вимоги.

Є дві групи граничних етапів:

перша – за втратою несучої здатності, або непридатності її до експлуатації.

друга – за непридатністю до нормальної експлуатації, яка здійснюється відповідно до технологічних або побутових вимог.

Розрахунок за першою групою граничних станів повинен зупинити руйнування конструкції (це розрахунок на міцність), втрату стійкості форми конструкції (розрахунок на повздовжній згин, стійкість тонкостінних конструкцій тощо) або її положення (розрахунок на опрокинення, ковзання підпірних стін, на спливання підземних або підводних споруд тощо); втомне руйнування (розрахунок на втому конструкції під час дії багаторазово повторним навантаженням), руйнування у разі сумісних дій силових факторів і несприятливих впливів зовнішнього середовища (поперемінне замерзання і відтанення, зволоження – висихання, дія агресивного середовища).

Розрахунок за другою групою граничних станів повинен усунути великі деформації (прогини, кути повороту) і коливання конструкцій, утворення тріщин, недопустиму ширину їх розкриття, а також неможливість закриття тріщин (за необхідності виконання цієї умови).

Мета розрахунку за граничними станами полягає в тому, щоб не допустити перевищення граничних станів під час експлуатації упродовж всього терміну служби конструкції, а також у стадії їх виготовлення, транспортування і монтажу або спорудження за найменших затрат праці, матеріалів та грошових витрат:

Ідею розрахунку конструкцій за першою групою граничних станів (за несучою здатністю) можна подати такою нерівністю:

$$N(\sum N_i^n n_i n_c) \leq \Phi(\sum S; R_i^n; \frac{1}{K_i}; \frac{1}{K_{ni}}; m_i), \quad (2.1)$$

Ліва частина виразу (2.1) являє собою розрахункове зусилля, що дорівнює практично можливому максимальному зусиллю у перерізі елемента за невигідної комбінації розрахункових навантажень або впливів і залежить від зусиль N_i^n , зумовлених нормативними навантаженнями, а також від коефіцієнтів перенавантаження n_i (які оцінюють мінливість навантажень) і коефіцієнтів сполучення навантажень n_c (які враховують реальні умови завантаження конструкцій). Очевидно, що розрахункові зусилля не повинні перевищувати розра-

хункову несучу здатність перерізу Φ , яка є функцією: нормативних опорів матеріалів R_i^H (які задаються рівнем забезпеченості близько 0,95); коефіцієнтів безпеки $k_i > 1$ (які підвищують рівень надійності до 0,997); коефіцієнтів надійності $k_{Hi} \geq 1$ (їх вводять тільки для будівель і споруд підвищеної капітальності); коефіцієнти умов роботи $m_i \leq 1$ або $m_i \geq 1$ (які враховують несприятливі або сприятливі умови що не відображені явно у розрахунках); параметра 5, який залежить від геометричних характеристик і інших факторів, що впливають на утримувальну здатність.

Значення зусиль N , так як і несучої (утримувальної) здатності Φ , залежать від мінливості зазначених вище факторів і підпорядковуються нормальному закону розподілу Гаусса-Лапласа (рис. 2.1).

Виконання умови (2.1), зображене графічно на рис. 2.1, повинно гарантувати потрібну несучу здатність конструкцій з надійністю не менше 99,7 %.

У тих випадках, коли невідома схема граничного стану (тобто, схема руйнування) або коли умови настання граничного стану не можна виразити через зусилля у перерізі, розраховують за допомогою опору напружень з відповідними розрахунковими опорами: $\sigma \leq R$. У такому разі діють ті самі фактори запасу, оскільки σ – функція розрахункових навантажень.

Під час розрахунку за Методом граничних станів надійність конструкції забезпечується, враховуючи можливі відхилення, у несприятливий бік сторону дійсних навантажень або впливів, а також характеристик матеріалів від середньостатистичних значень. Врахування вказаних можливих відхилень, а також дійсних умов експлуатації конструкцій виконують на основі імовірнісно-статистичних методів, які забезпечують потрібну надійність конструкції залежно від ступеня безпеки того або іншого граничного стану.

Розрахункову несучу здатність визначають залежно від системи коефіцієнтів: перевантаження, який враховує мінливість навантаження або впливів; варіаційних коефіцієнтів, які враховують мінливість міцності матеріалів; коефіцієнтів безпеки; коефіцієнтів умов роботи матеріалів і конструкцій загалом. За допомогою відповідних коефіцієнтів за середньостатистичними значеннями навантажень або характеристик матеріалів визначають їхні розрахункові (або нормативні) величини, які вводимо до розрахунку.

Уведення системи коефіцієнтів, які забезпечують надійність конструкцій, замість єдиного коефіцієнта запасу дає змогу точніше врахувати дійсні умови роботи конструкції. З'являється можливість враховувати різні фактори окремо і незалежно один від одного, що дуже важко, оскільки ступінь їх мінливості різка і залежить від умов будівництва і у експлуатації. Наприклад, мінливість навантаження від власної ваги конструкції менша, ніж від снігової, а мінливість бетону істотно більша, ніж сталі. Тому природно, що коефіцієнти, які забезпечують в остаточному рахунку однакову надійність конструкції будуть різними. За такого підходу можливе максимальне наближення до дійсних умов роботи конструкції, що своєю чергою дозволяє, не знижуючи надійності конструкції, запроектувати її з мінімальними витратами матеріалів.

Під час розрахунку конструкцій за другою групою граничних станів, враховуючи, що це зазвичай, не призводить до таких небезпечних наслідків, як у разі нестачі несучої здатності, рівень забезпечення прийнятий нижчим. Це відображено в тому, що, за винятком розрахунку за утворенням тріщин у всіх решта випадках навантаження вводять без коефіцієнтів перевантаження.

Окрім того, механічні характеристики матеріалів приймають підвищеними, які дорівнюють розрахунковим опорам для граничних станів другої групи. Останні числово дорівнюють нормативним опорам, оскільки у розрахунках за другою групою граничних станів коефіцієнти безпеки $k_i = 1$. Не враховують, зазвичай, і коефіцієнти умов роботи.

Під час розрахунку за утворенням тріщин повинна задовольнятися певна умова, яка залежить від характеру напруженого стану.

Так, за осьової дії зусиль

$$N \leq N_{crc},$$

де N – розрахункове зусилля, яке приймається таким, як і під час розрахунку на міцність (для конструкцій, у яких утворення тріщин недопустимо); N_{crc} – зусилля, яке сприймається перерізом під час утворення тріщин і визначається за розрахунковим опором для граничних станів другої групи.

Розрахунок за розкриттям тріщин полягає у визначенні розкриття тріщини a_{crc} від дії нормативних навантажень і порівнянні її з граничнодопустимим значенням $[a_{crc}]$, тобто у перевірці умови $a_{crc} \leq [a_{crc}]$.

Під час розрахунку на деформацію прогин f , обчислений за нормативними навантаженнями і розрахунковими опорами матеріалів для граничних станів другої групи, не повинен перевищувати вказаних у нормах граничнодопустимих значень, тобто $f \leq \Delta$.

2.2 Навантаження і впливи

Навантаження і впливи на будівлі і споруди можуть бути постійними і тимчасовими. Останні залежно від тривалості дії поділяються на довготривалі, короткочасні і особливі.

До постійних навантажень належать власна вага конструкцій, зусилля попереднього напруження, тиск ґрунту тощо.

До тимчасових довготривалих належать маса стаціонарного обладнання, тиск рідин і газів, навантаження у кригосховищах і складах, частина тимчасового навантаження у приміщеннях від одного мостового або підвісного крана, зменшується на 20 – 40%, частина снігового навантаження тощо. До складу короткочасних навантажень зараховують вагу людей, снігові, вітрові і кранові навантаження, температурні кліматичні впливи тощо. Значення цих навантажень під час розрахунку приймають повними (а не їх частину, як під час врахування в складі тимчасових довготривалих). Особливі навантаження виникають у разі сейсмічних, вибухових або аварійних впливів.

Величини нормативних навантажень встановлені в нормах ДБН В.1.2-2:2006, їх використовують для визначення розрахункових навантажень

$$q = q'' \cdot n :$$

де q'' – величина нормативного навантаження; n – коефіцієнт перевантаження, що враховує мінливість навантаження.

Власну вагу конструкції вводять до розрахунку на міцність, зазвичай, з коефіцієнтом $n = 1,1 \dots 1,2$, тимчасові навантаження – $n = 1,2 \dots 1,4$. Якщо ж зменшення ваги конструкції погіршує умови роботи (наприклад, під час розрахунку на стійкість положення – спливання, опрокинення, ковзання), то приймають – $n = 0,9$. Розрахунок конструкцій другої групи граничних станів, враховуючи меншу безпеку їх настання, виконується на нормативні навантаження, тобто $n = 1$.

Будівлі і споруди, зазвичай, піддаються одночасній дії різних навантажень, тому під час їх розрахунку враховують несприятливий склад зусиль, спричинених ними.

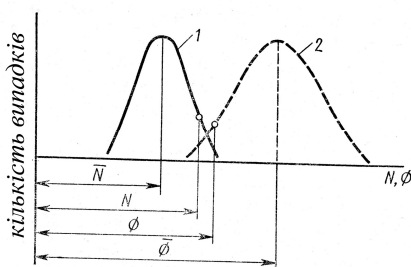


Рис. 2.1 Графіки розподілу значень зусиль (1) та несучої здатності (2): \bar{N} та N – середньостатистичне і розрахункове значення зусиль; $\bar{\phi}$ та Φ – теж, несучої здатності

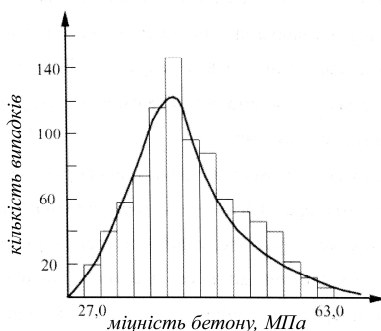


Рис.2.2 Гістограма міцності бетону

Залежно від складу навантажень розрізняють: основні сполучення, які складаються із постійних, довготривалих і короткочасних навантажень; особливі сполучення, які складаються із постійних, довготривалих, можливих короткочасних і одного із особливих навантажень.

Якщо за основного сполучення враховують одночасно два або більше короткочасних навантаження, то останні множать на коефіцієнт сполучення $n = 0,9$; оскільки вважається маломожливим, щоб вони одночасно досягали повних розрахункових значень. Під час розрахунку конструкцій на особливі сполучення, розрахункові значення короткочасних навантажень (або зусиль) множать на коефіцієнт $n_c = 0,8$; при тому особливі навантаження враховують без зниження.

Під час розрахунку колон, стін і фундаментів багатопверхових будівель дозволяється знижувати сумарне короткочасне навантаження, одночасно діючи на перекриття множенням на коефіцієнт $n > 1$:

для читальних, торгових, виставкових, концертних тощо залів $n = 0.5 + 0.6\sqrt{m}$; для будинків відпочинку, лікарень, побутових приміщень, промислових, адміністративних і житлових будівель $n = 0.3 + 0.6\sqrt{m}$; де m – кількість повністю завантажених перекриттів над перерізом, який розглядаємо (при $m=1, n=1$).

2.3 Нормативні і розрахункові опори матеріалів

Нормативні опори матеріалів R різним силовим впливам призначені з визначеним певним рівнем надійності;

$$R^n = \bar{R}(1 - tv), \quad (2.2)$$

де R – середньостатистична міцність; t – показник надійності (кількість стандартів); v – коефіцієнт варіації (змінності) міцності.

$$\bar{R} = \sum_{i=1}^n R_i / n, \quad (2.3)$$

де R – границя міцності i -го зразка; n – кількість зразків.

Середньоквадратичне відхилення (стандарт)

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (R_i - \bar{R})^2}{n-1}}, \quad (2.4)$$

має таку саму розмірність, що і міцність. Зручнішим є безрозмірний показник відносної зміни властивості, що розглядається, коефіцієнт варіації.

$$v = S / \bar{R}. \quad (2.5)$$

У теорії ймовірності доведено, що не менше 68.3% всіх зразків покажуть \bar{R} міцність у межах $\bar{R} \pm S$ (при $t=1$). Міцність $\bar{R} \pm 1.64S$ покаже не менше 95% всіх зразків, а в межах $\bar{R} \pm 3S$ практично вкладається міцність всіх зразків (99.7%).

Подія вважається практично нездійсненною, якщо вона проявляється рідше як три рази на тисячу випадків. Тобто $\bar{R} - 3S$ є практично можлива межа зниження міцності. Про таку величину кажуть, що вона з надійністю 0.997.

Змінюваність міцності матеріалів, зазвичай, підпорядковується нормальному закону розподілу Гаусса Лапласа, який виражається кривими, характерний вигляд яких показано на рис. 2.1.

Нормативна міцність є основною базисною характеристикою матеріалу. Довірчий (інтервал) ймовірність нормативного опору використовується залежно від властивостей матеріалу. Для бетону її приймають 0.95, що відповідає показнику надійності $t = 1.64$ (за формулою (1)); для дерев'яних зразків під час визначення нормативних опорів прийнято $t = 2.25$, а для кам'яної кладки $t = 2$. Коефіцієнт варіації, який характеризує зміну міцності, прийнятий найменшим для металу. Найбільших значень (до 0.2) він досягає для кам'яної кладки. Для бетону і дерев'яних елементів $v = 0.13 - 0.2$.

Розрахунковий опір матеріалів, які використовують у розрахунку конструкцій за 1-ю групою граничних станів, задають з власною надійністю (0.997). Їх значення одержують діленням нормативних опорів на коефіцієнт безпеки за матеріалом K . Величину K визначають з врахуванням статистичного розрахунку міцності, а також надійності технологічного контролю якості виготовлення і методики випробування, характеру руйнування (критичного або пластичного) і інших факторів.

Для металу різних класів міцності у випадках, коли нормативні опори визначені за межею текучості, приймають $k = 1.1 - 1.2$. Якщо ж останні визначені за тимчасовим опором розриву, то для металу різних класів $k = 1.45 - 1.6$. Для кам'яної кладки різних видів $k = 1.45 - 1.6$, для важкого бетону при стиску $k = 1.3$, а розтягу $k = 1.5$. Найбільших значень коефіцієнт безпеки досягає для дерев'яних конструкцій за наявності у деревині природних пороків. Так при стиску елементів із сосни і ялини вздовж волокон $k = 2.2$, при згині – 3.8, а при розтягу – 5.5.

Значення розрахункових опорів у необхідних випадках потрібно помножити на коефіцієнт умов роботи матеріалу m . Залежно від умов роботи елемента, специфіки конструкції і інших факторів, які не враховуються у статичному розрахунку, $m_i \leq 1$ або $m_i \geq 1$.

Питання для самоперевірки

1. Які завдання розрахунку будівельних конструкцій.
2. Що таке граничний стан конструкцій?
3. Перерахуйте і назвіть групи граничних станів будівельних конструкцій.
4. Як поділяють навантаження залежно від часу дії? Які навантаження зараховують до постійних і які до тимчасових?
5. Що таке нормативні і розрахункові навантаження?
6. Назвіть сполучення навантажень під час розрахунків конструкцій.
7. Що таке нормативні і розрахункові опори матеріалів?
8. Що таке поняття про коефіцієнт надійності з матеріалу, умов роботи конструкцій, надійності за призначенням конструкції.
9. Яка структура розрахункових формул на міцність, деформації і розкриття тріщин (швів кладки).

ТЕМА 3. ОСНОВНІ ФІЗИКО-МЕХАНІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ БЕТОНУ, АРМАТУРИ ЗАЛІЗОБЕТОНУ

Лекція №3, №4

3.1 Бетон як матеріал для залізобетонних конструкцій

1. Бетон – це штучний каменеподібний матеріал, що отримується внаслідок тверднення суміші, що складається з в'язучого, води і заповнювачів. Властивості складових коливаються в широких межах, тому і характеристики бетонів вельми різноманітні.

Фізико-механічні властивості бетону залежать від складу суміші, виду в'язучого і заповнювачів, водо-цементного відношення, способів приготування, укладання і обробки бетонної суміші, умов тверднення (природне тверднення, пропарювання, автоклавна обробка), віку бетону тощо. Всі ці особливості потрібно враховувати, вибираючи матеріали для бетону, признаючи його склад і способи приготування.

Бетон повинен володіти достатньо високою міцністю, хорошим зчепленням з арматурою і щільністю, яка забезпечує захист арматури від корозії і довговічність конструкцій.

Залежно від об'ємної маси (щільності) розрізняють бетони на щільних заповнювачах (важкий бетон) на пористих заповнювачах (легкий бетон), і комірчастий. Найпоширеніші в будівництві важкі бетони щільністю Д2200-Д2500 кг/м³. Міцність важкого бетону досягає 60-80 МПа і вище.

Бетони щільністю більше ніж Д2500 кг/м³ належать до особливо важких; їх використовують для захисту від радіації і готують із застосуванням особливих видів заповнювачів з підвищеною щільністю.

Бетон на пористих заповнювачах має щільність не більше Д2200 кг/м³.

Міцність такого бетону зазвичай не перевищує 40–50 МПа. Пористими заповнювачами є керамзит, аглопорит, туф, пемза, шунгизит тощо. Завдяки меншій звуко- і теплопровідності бетон на пористих заповнювачах широко застосовують у цивільному будівництві. Мала щільність робить особливо доцільним застосування його під час будівництва інженерних споруд.

До комірчастих бетонів належать газо- і пінобетон. Тепловологу обробку виробів з комірчастого бетону виконують в автоклавах за температури 170–200°C і тиску пари 0,8–1,2 МПа. Міцність комірчастого бетону досягає 15 МПа.

Звичайний бетон у разі тривалої дії високих температур руйнується унаслідок обезводнення цементного каменя, відмінності температурних деформацій цементного каменя і заповнювачів і інших причин. У зв'язку з цим звичайний бетон допускається для застосування в конструкціях, що піддаються тривалій дії температури не більше – 50°C, і не нижче – 70°C.

Для конструкцій, що працюють за вищих температур, застосовують жаростійкий бетон, що готується на термічно стійких заповнювачах з малим коефіцієнтом температурного розширення (шамот, металургійні шлаки, хромит то-

що) і глиноземнистому цементі або на портландцементі з дрібномолотими добавками (шамот, кварц, вулканічні породи тощо), або ж на рідкому склі з кремнефтористим натрієм і дрібномолотою добавкою. Такі бетони здатні витримати тривалу дію температури до 1200°C.

Жаростійкий бетон застосовують у фундаментах доменних печей, під час футурування мартенівських печей, в димарях і інших спорудах, схильних до дії високих температур.

Останніми роками в Україні, за рубежом в будівництві застосовують армопластбетонні конструкції, які виготовляють з бетону на основі полімерних в'язучих (поліізілацетат, полівінілхлорид тощо). Такий бетон відрізняється високою хімічною стійкістю і використовується переважно в спорудах, що піддаються діям хімічних речовин (гази, масла, кислоти, луги тощо.).

2. Міцність бетону. Структура бетону вельми неоднорідна; вона передбачає просторові грати цементного каменя, заповнені зернами піску і щебеня, що містять велику кількість мікропор і капілярів.

У стислому бетонному зразку напруга концентрується на жорсткіших частинках, тому по площинах з'єднання частинок виникає сила, що прагне порушити зв'язок між ними. Одночасно біля порів концентруються напруження – стиску і розтягу. А оскільки в бетоні багато порів, то напруження розтягу накладаються одна на одну. У результаті бетон, що погано працює на розтягування, руйнується унаслідок розриву в поперечному напрямі.

Відсутність закономірності в розташуванні частинок затверділого бетону, а також в розташуванні і розмірах порів призводить до того, що під час випробування зразків з одного і того самого бетону спостерігається витрата показників його міцності.

Міцність бетону з часом зростає, оскільки тверднення бетону відбувається роками. (рис. 3.1)

Щоб усунути вплив чинника часу, бетон випробовують на міцність через 28 днів, або результати випробувань приводять до 28-денних результатів, множенням показників міцності на поправкові коефіцієнти, отримані під час порівняльних випробувань.

Міцність бетону залежить від форми і розміру зразків. В Україні за нормальний зразок прийнятий бетонний куб із стороною 15 см; у разі зменшення розмірів куба міцність зростає, у разі збільшення – зменшується, оскільки вірогідність наявності дефектів за великих розмірів збільшується. Перехідні коефіцієнти до нормального куба із стороною 15 см прийнято такими, що дорівнюють: від куба із стороною 10см – 0,91, від куба із стороною 20см – 1,12.

У разі збільшення висоти зразка опір бетону до стиснення зменшується, але при $h/a \geq 3...4$ (де h – висота призми, a – сторона її основи) міцність призми практично стає постійною.

У США за нормальний зразок прийнятий циліндр діаметром 15,2см і заввишки 30,5см (6x12"). Межа міцності циліндрового зразка дорівнює 0,7–0,75 межі міцності нормального куба.

На результати випробування впливає швидкість завантаження зразків. За

сповільненого (тривалого) завантаження міцність бетону може знизитися на 10-15 % порівняно з результатами короткочасного випробування. За швидкого завантаження (протягом 0,2 с і менше) міцність бетону зростає до 20 %.

Бетон має різну міцність у разі різних силових дій: стиснення, розтягування, зрізу. У зв'язку з цим розрізняють декілька характеристик міцності бетону.

Для визначення міцності бетону встановлені показники, вибрані під час проектування конструкцій і називаються класом і маркою бетону.

Залежно від призначення і умов роботи залізобетонних конструкцій встановлюють показники якості бетону, основними з яких є:

а) клас бетону за міцністю на стиск В повинен бути в проекті у всіх випадках;

б) клас за міцністю на осьовий розтяг B_r , повинен призначатися у випадках, коли ця характеристика має визначальне значення і контролюється на виробництві.

в) марка за морозостійкістю F; повинна призначатися для конструкцій, що у зволоженому стані піддаються діям поперемінного замерзання і розтаювання;

г) марка за водонепроникливістю W; повинна призначатися для конструкцій, від яких вимагається водонепроникливість;

д) марка за середньою щільністю D; повинна призначатися для конструкцій, від яких вимагається теплоізоляція;

е) марка за самонапруження S_p ; повинна призначатися у випадках, коли ця характеристика має очолювальне значення і контролюється на виробництві.

Для залізобетонних конструкцій повинні передбачатися такі класи і марки бетону:

а) класи за міцністю на стиск:

важкі бетони - B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5; B15; B20; B25; B30; B35; B40; B45; B50; B55; B60;

дрібнозерністі бетони групи: .

А – природного тверднення або піддані тепловій обробці за атмосферного тиску, на піску з укрупненим модулем 2,1 і більше - B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5; B15; B20; B25; B30; B35; B40;

Б – природного тверднення або піддані тепловій обробці при атмосферному тиску, на піску з укрупненим модулем менше 2,1- B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5; B15; B20; B25; B30;

В – піддані автоклавній обробці, на піску з укрупненим модулем не менше 1-B15; B20; B25; B30; B35; B40; B45; B50; B60;

легкі бетони за маркою та середньою щільністю;

Д800	B2,5;B3,5;B5;B7,5;
Д1000	B2,5;B3,5;B5;B7,5; B10;
Д1200	B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5; B15
Д1400	B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5; B15;B20; B25; B30;
Д1600	B5; B7,5; B10; B12,5; B15;B20; B25; B30; B35;
Д1800-Д2200	B7,5; B10; B12,5; B15;B20; B25; B30; B35;B40;

комірчасті бетони марки за середньою щільністю:

автоклавні	неавтоклавні
Д500 - В1; В1,5;	В1;
Д600 - В1; В 1,5; В2; В2,5;	В1; В 1,5;
Д700 - В1,5; В2; В2,5; В3,5;	В1,5; В2; В2,5;
Д800 - В2,5; В3,5; В5;	В2; В2,5; В3,5;
Д900 - В3,5; В5; В7,5;	В3,5; В5;
Д1000 - В5; В7,5; В10;	В5; В7,5;
Д1100 - В7,5; В10; В12,5; В15;	В7,5; В10;
Д1200 - В10; В12,5; В15;	В10; В12,5;

пористі бетони за маркою та середньою щільністю:

Д800 – Д1300 – В2,5; В3,5; В5; В7,5;

Д1400 – В3,5; В5; В7,5.

Допускається застосування проміжних класів бетону за міцністю на стискання В3; В4; В6; В22,5; В27,5, обґрунтовані техніко-економічними розрахунками;

б) класи за міцністю на розтягування B_t ;

важкі, дрібнозернисті і легкі бетони – B_t 0,8; B_t 1,2; B_t 1,6; B_t 2; B_t 2,4; B_t 2,8; B_t 3,2;

для бетону інших видів класи за міцністю на розтягування не призначаються;

в) марки за морозостійкістю F:

важкі і дрібнозернисті бетони F50; F75; F100; F150; F200; F300; F400; F500;

легкі бетони F25; F35; F50; F75; F100; F150; F200; F300; F400; F500;

комірчасті і пористі бетони F15; F25; F35; F50; F75; F100;

г) марки за водонепроникливістю W:

важкі, дрібнозернисті і легкі бетони W2; 4; W6; W8; W10; W12;

для бетонів інших видів марки за водонепроникливістю не призначаються;

д) марки за середньою щільністю D:

важкі бетони – D2300; D2400; D2500

дрібнозернисті бетони – D1800; D1900; D2000; D2100; D2200; D2300; D2400;

легкі бетони – D800; D900; D1000; D1100; D1200; D1300; D1400; D1500; D1600; D1700; D1800; D1900; D2000; D2100;

комірчасті бетони – D500; D600; D700; D800; D900; D1000; D1100; D1200;

е) марки за самонапруженням S_p : бетони на напружуючому цементі – S_p 0,6; S_p 0,8; S_p 1,2; S_p 1,5; S_p 2; S_p 3; S_p 4.

Вік бетону, що відповідає його класу за міцністю на стиснення, призначається під час проектування враховуючи можливі реальні терміни завантаження конструкції проектними навантаженнями, способу зведення, умови тверднення бетону. За відсутності цих даних клас бетону встановлюється у віці 28 діб.

Значення відпускнуї міцності бетону в елементах збірних конструкцій встановлюється державними стандартами на збірні вироби.

Для залізобетонних конструкцій не допускається застосування:

- важкого і дрібнозернистого бетону класу за міцністю на стиснення нижче В7,5;

- легкого бетону класу за міцністю на стиснення нижче В3,5 для одношарових конструкцій і нижче В2,5 для двошарових конструкцій.

Рекомендується приймати клас бетону за міцністю на стиснення:

- для залізобетонних елементів з важкого і легкого бетону, що розраховуються на дію навантаження, що багато разів повторюється, не нижче В15;

- для залізобетонних стиснутих стержневих елементів з важкого, дрібнозернистого і легкого бетону не нижче В15;

- для сильно навантажених стислих стержневих (наприклад, для колон, що сприймають значні навантаження кранів, і для колон нижніх поверхів багатоповерхових будівель) - не нижче В25.

Для заповнення стиків елементів збірних залізобетонних конструкцій клас бетону потрібно встановлювати залежно від умов роботи елементів, що з'єднуються, але приймати не нижче В7,5.

Марки бетону за морозостійкістю і водонепроникливістю залізобетонних конструкцій приймаються залежно від режиму їх експлуатації і значень розрахункових зимових температур зовнішнього повітря в районі будівництва.

Так, в будівлях і спорудах I класу за ступенем відповідальності, мінімальна марка бетону за морозостійкістю для умов роботи конструкцій (окрім зовнішніх стін опалювальних будівель) з поперемінним заморожуванням і відтаненням у водонасиченому стані і розрахунковій зимовій температурі зовнішнього повітря – 20...40°C включно, повинна бути F200, II класу F150, а за водонепроникливості відповідно W4 і W2.

У разі зміни тільки режиму роботи конструкцій, наприклад, можлива епізодична дія температур нижче 0°C у водонасиченому стані, мінімальна марка бетону за морозостійкістю повинна становити відповідно F75 і F50, а марка бетону за водонепроникністю взагалі не нормується.

Клас бетону, або кубикова міцність є умовним показником, оскільки через тертя між опорними гранями зразка і плитами преса у зразку виникає складний напружений стан. Краще уявлення про міцність бетону при одноосьовому стисненні дають випробування призм заввишки, що перевищують сторону основи в 3-4 рази, оскільки в середній їх частині вплив тертя є незначним.

Межу міцності призми (призмова міцність) може бути визначити за кубиковою міцністю, оскільки між цими характеристиками існує доволі стійка залежність:

для важких бетонів, бетонів на пористих заповнювачах і поризованих

$$R_{bn} = (0,77 - 0,001 B) B, \quad (3.1)$$

але не менше 0,72B;

для комірчастих бетонів

$$R_{bn} = (0,95 - 0,005 B) B. \quad (3.2)$$

Призмову міцність бетону використовують при розрахунку на згин і стиск елементів конструкцій (балок, колон, стиснутих елементів ферм, арок тощо.).

Міцність під час розтягування. Міцність бетону під час осьовому розтягування R_{bm} у 10—20 разів нижче за міцність при стисненні. Причому із збільшенням кубикової міцності бетону відносна міцність бетону під час розтягуванні знижується. Хоча під час розрахунків міцності конструкцій часто нехтують опором бетону у разі розтягування, визначення цієї характеристики важливе, оскільки з межею міцності під час розтягування зв'язана тріщиностійкість конструкцій.

Межа міцності бетону під час розтягування пов'язана з кубиковою міцністю залежністю, отриманою експериментально

$$R_{bm} = 3,5B/(28,5 + B). \quad (3.3)$$

Міцність бетону балки, як зазначено вище, визначається опором бетону розтягуванню. Але якщо за отриманим з дослідів руйнівного згинального моменту балки визначити межу міцності на розтягування при згинанні за відомою формулою опору матеріалів

$$R_{bm} = 6M/(bh^2), \quad (3.4)$$

то результат виявляється значно більшим ніж допустима межа міцності при центральному розтягу. Це пояснюється тим, що перед руйнуванням розподіл нормального навантаження за висотою перерізу бетонної балки стає нелінійним. На рис. 3.2 показаний епюр нормальних навантажень для балки з бетону низької міцності; в стиснутій зоні поблизу нейтральної осі крива також близька до параболи, а нижче – представляє собою пряму, майже паралельну площині січення. Це доводить значне пластичне розтягнення бетону перед появленням тріщин.

Якщо прийняти значення непружних деформацій рівними половині повних деформацій під час розтягу, то відношення межі міцності на розтяг при згині за формулою опору матеріалів до межі міцності при центральному розтягу, називається коефіцієнтом згину, для різних бетонів коливається в широких межах; в середньому (за Б. Р. Сикрамтаєвим) воно рівне 1,7.

Враховуючи це можна набутися значення межі міцності бетону під час розтягування з урахуванням його непружних властивостей

$$R_{bm} = (1/1,7)(6M/bh^2) = 3,5 (M/bh^2). \quad (3.5)$$

Міцність під час зрізу і сколюванні. Експериментальні дослідження опору бетону зрізу ускладнюються, зазвичай, наявністю згинальних моментів, яких не вдається уникнути навіть при найретельнішій постановці досліду. Найбільш розповсюдженні схеми випробування на зріз показані на рис. 3.3.

Значний вплив на зріз проявляє опір великих зерен заповнювачів, які, потрапляючи в площину зрізу, працюють як свого роду шпонки. Менша міцність заповнювачів у легких бетонах, наприклад у керамзитобетонах того ж класу, призводить до пониження межі міцності зрізу.

У разі чистого зрізу, що рідко трапляється на практиці, межу міцності визначають за емпіричною формулою

$$R_{cp} = 0,7\sqrt{R_{bn} \cdot R_{bin}} \text{ або } R_{cp} = 2R_{bn}. \quad (3.6)$$

Значно частіше в залізобетонних конструкціях бетон працює на сколювання, що спричиняється, наприклад, дією поперечних сил при згині в похилих перерізах поблизу опор. Сколюючі (дотичні) напруження при згині розподіляються за висотою перерізу за законом параболи; при постійній ширині перерізу сколююче напруження досягає найбільшого значення на рівні нейтрального шару. Опір бетону до сколювання в 1,5–2 рази вищий, ніж опір осьовому розтягу.

Міцність бетону під час різних силових дій має приблизно такі значення:

При стиску кубів:	В
При стиску призм	(0,7—0,8)В
При осьовому розтягу	(0,05—0,1)В
При розтягу при згині	(0,1—0,18)В
При чистому зрізі	(0,15—0,3)В
При сколюванні	(0,1—0,2)В

3. Деформативність бетону. Для будь-яких матеріалів крім даних про міцність необхідно мати характеристики деформа- тивності, за допомогою яких можна було б визначати деформації, наприклад, прогин. У залізобетонних конструкціях питання деформативності бетону набувають особливого значення. Бетон – це матеріал з яскраво вираженими пружно-пластичними властивостями.

Вже у разі незначного напруження у бетоні розвиваються пружні і пластичні деформації. (рис. 3.4)

Повна деформація бетону ε_b складається з деформації пружної ε_{np} , яка відновлюється після зняття навантаження, і деформації пластичної ε_n , яка після зняття навантаження практично не відновлюється:

$$\varepsilon_b = \varepsilon_{np} + \varepsilon_n. \quad (3.7)$$

Деформації бетону залежно від причин їх виникнення поділяють на силові (від дії навантажень) і об'ємні деформації (від усадки бетону або зміни температури середовища).

Залежно від характеру прикладання і тривалості дії навантажень силові деформації бетону поділяють на декілька видів: деформації при одноразовому завантаженні короткочасним навантаженням; деформації за тривалої дії навантаження (повзучість бетону); деформації за дії навантаження, що багато разів повторюється.

Деформації під час одноразового короткочасного навантаження. Розглянемо діаграму стиску бетону. (рис. 3.4) Деформації, заміряні у початковий момент навантаження, є пружними, тобто пропорційними напруженням. На діаграмі виходить пряма лінія, що проходить під кутом α_o до осі ε .

Деформації, що розвиваються після у бетоні при витримці зразків під навантаженням, є пластичними і збільшуються із зростанням напружень: цьому процесу на діаграмі відповідає крива 2.

У загальному випадку отримана таким способом діаграма має криволінійний характер. За малих навантажень переважають пружні деформації, за великих – пластичні.

Відхилення від лінійної залежності визначаються швидкістю навантаження або тривалістю дослідів, класом бетону і напруженнями.

Із збільшенням міцності бетону непружні деформації зменшуються. При бетонах класу В50 і вище залежність між деформаціями і напруженнями виходить майже лінійною.

Діаграма розтягу бетону залежить від тих же чинників, що і діаграма стиску. Проте неоднорідність будови і наявність неминучих ексцентриситетів особливо сильно позначається при дослідях на розтяг і приводить до значного розкиду результатів, тому оцінка непружних деформацій під час розтягу затруднено.

Деформації при тривалих навантаженнях. У разі тривалої дії навантажень у бетонних і залізобетонних елементах розвиваються значні пластичні деформації.

Наростання деформацій при тривалих навантаженнях називається повзучістю. Повзучість виявляється при постійних і змінних напруженнях.

Розрізняють лінійну і нелінійну повзучість. Лінійною називається повзучість, за якої деформації приблизно пропорційні напруженням. Такі деформації спостерігаються за напружень, які нижчі за межу появи мікротріщин (за О. Я. Бергом). У разі напруги вище цієї межі починається прискорене наростання деформацій або нелінійна повзучість.

На рис. 3.5. крива *АВ* показала типову залежність наростання деформацій повзучості від часу за лінійної повзучості, а крива *ГД* – також залежна за нелінійної повзучості. Оскільки межа між цими двома видами повзучості (границя розвитку мікротріщин) вище напружень під час використовуваних навантажень, найбільш практичне значення має лінійна повзучість.

Якщо межа між двома видами повзучості (межа розвитку мікротріщин) вище за напруження під час експлуатаційних навантажень, найбільше практичне значення має лінійна повзучість.

Лінійна повзучість пояснюється наявністю в цементному камені складової гелю, яка має в'язку природу (за І. І. Уліцьким). Деформації залежать від часу дії навантаження. Згасання деформацій лінійної повзучості спричинені тим, що під час кристалізації кількість гелю зменшується, відбувається перерозподіл напружень із складовою гелю на кристалічні утворення цементного каменя і заповнювача. Практично деформації повзучості згасають через декілька років разом із закінченням наростання міцності. Отже, повзучість залежить від віку бетону при його навантаження: чим старіший бетон, тим менше гелю в цементному камені і тим менша кінцева деформація.

Обширний експериментальний матеріал, нагромаджений внаслідок досліджень повзучості, дає можливість встановити вплив різних чинників на деформацію бетону.

Основний вплив на повзучість надають розміри зразка, навантаження, вид

цементу, водоцементне відношення, вологість середовища, вік бетону в момент навантаження. (рис. 3.6)

У разі тривалого навантаження конструкцій між бетоном і арматурою відбувається перерозподіл внутрішніх зусиль, і арматура значно зменшує пластичні деформації бетону. При стиску напруження у бетоні зменшуються, в арматурі збільшуються. При розтягу, навпаки, напруження в бетоні зростає, а в арматурі зменшуються.

Внаслідок повзучості в бетоні відбувається релаксація напружень. Релаксацією називається зменшення напружень з часом без зміни початкової деформації. Так, якщо бетонному зразку надати якісь початкові напруження і початкові деформації, а потім усунути можливість подальшої зміни деформацій, то з часом напруження в бетоні поступово зменшуються.

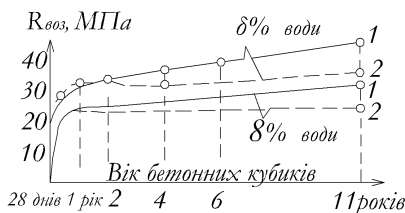


Рис. 3.1 Наростання міцності бетону в часі: 1-при вологому зберіганні; 2 - при сухому зберіганні

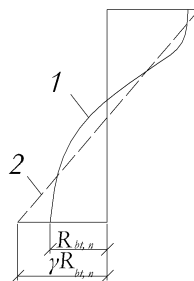


Рис.3.2. Епюра нормальних напружень по висоті перерізу бетонної балки: 1 - дійсна; 2 - розрахункова (умовна)

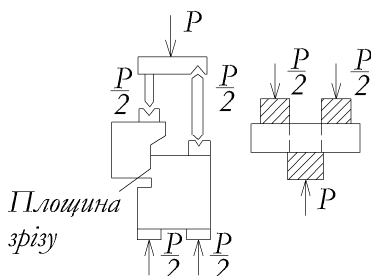


Рис.3.3. Схема випробування бетону на зріз

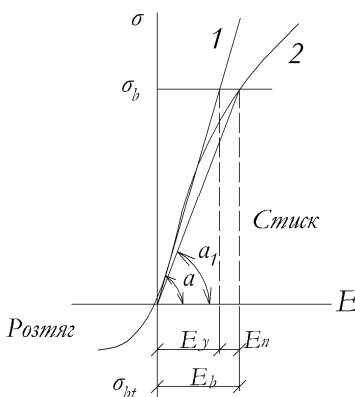


Рис. 3.4. Діаграма стиску і розтягу бетону: 1-дотична; 2-навантаження (E_y -пружні деформації, E_n -пластичні)

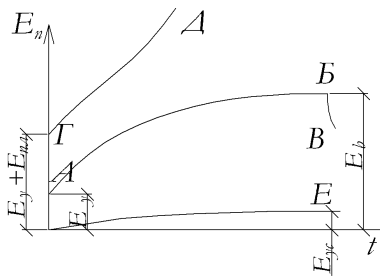


Рис. 3.5. Залежність росту деформацій від часу при тривалому навантаженні

Деформації під час повторних навантажень. Під час навантажень, що повторяються, деформаційні властивості бетону змінюються. Якщо під час першого завантаження крива діаграми має опуклість в бік осі напруження, а при розтягу – у протилежний бік (рис.3.7), то при повторенні циклів навантаження криві поступово випрямляються, що свідчить про встановлення пропорційності між напруженнями і деформаціями. Одночасно з цим відбувається нагромадження всезростаючих залишкових деформацій. Лінії навантаження і розвантаження утворюють петлю гістерезису, площа якої являє енергію, витрачену на подолання внутрішнього тертя.

Якщо напруження від навантаження, що багато разів повторюється, не перевищує, наприклад, половини призмової міцності, то таке навантаження не спричиняє руйнування бетону за практично нескінченного числа циклів. Проте під час великих напружень крива деформації, випрямлена на першому етапі багатократного завантаження-розвантаження, у разі подальшого завантаження знову стане криволінійною. Якщо при тому крива деформації стане криволінійною до осі напружень, то це означає що настала втома бетону (що характеризується наростанням пластичних деформацій з кожним циклом), яка призведе до руйнування бетону навіть, якщо напруження значно нижче за межу міцності під час одноразового навантаження. Деякі залізобетонні конструкції (мости, підкранові балки, фундаменти під машини тощо) призначені працювати при повторних навантажень, з числом циклів завантажень, рівних мільйонам.

Деформації від усадки. Під час тверднення у звичайному повітряному середовищі бетон зменшується в об'ємі, тобто відбувається його усадка; під час тверднення у воді бетон збільшується в об'ємі, тобто набухає. За абсолютним значенням усадка бетону значно більша від набухання. (рис. 3.8)

Усадка бетону інтенсивно наростає протягом першого року, а потім поволі затухає. Вона залежить переважно від кількості цементної суміші в бетоні: збільшення кількості цементу збільшує усадку, причому найменшою усадкою володіють портландцементи, найбільшою – глиноземністі цементи.

У реальних умовах усадка відбувається нерівномірно: поверхневі шари засвоюють вологу на багато швидше від внутрішніх, внаслідок чого в поверхневих шарах виникають значні розтягуючі напруження, які можуть призвести до появи усадкових тріщин.

Усадка є причиною появи в бетоні так званих власних напружень, які

знижують тріщиностійкість і жорсткість конструкцій і, отже, водонепроникність і довговічність споруд. У попередньо напружених конструкціях усадка бетону призводить до втрат попереднього напруження.

Усадка (набухання) залежить від виду цементу, складу бетону, способів укладання бетону і догляду за ним, температурно-вологих умов середовища і коливається в широких межах. В середньому усадка рівна 0,3, а набухання рівне 0,1 мм/м.

Найефективніші заходи зменшення усадки - зволоження відкритих поверхонь бетону, зменшення вмісту цементу, зниження водоцементного відношення, підвищення щільності бетонів і зменшення поверхні заповнювачів.

Температурні деформації бетонів (так само, як і від усадки) об'ємні.

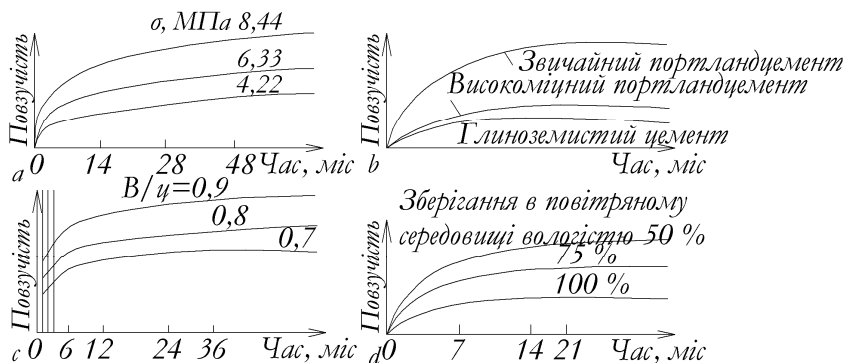


Рис. 3.6 Вплив різноманітних факторів на повзучість бетону: а-напруження; б-види цементу; с-водоцементне відношення; d-вологість середовища

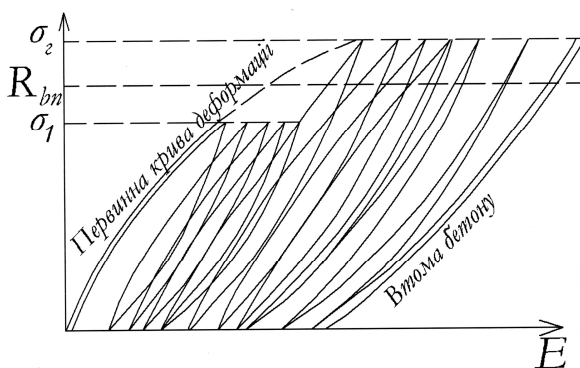


Рис. 3.7 Деформація бетону при повторних навантаженнях

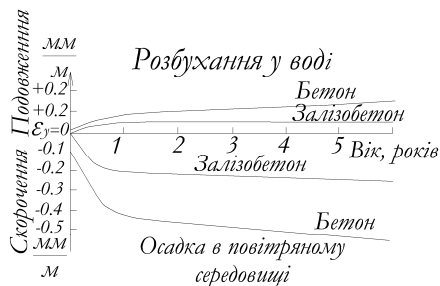


Рис. 3.8 Вплив повітряного середовища на осадку і води на розбухання бетону та залізобетону

Коефіцієнт лінійного розширення залежить від виду цементу, заповнювачів, складу бетонної суміші, вологості бетону, розмірів перерізу елементу. Найбільше впливає відмінність коефіцієнтів лінійного розширення цементного каменя і заповнювачів.

Практично за температури до 100°C різниця в коефіцієнтах лінійного розширення цементного каменя і заповнювача не створює істотних внутрішніх напружень у бетоні. Тому коефіцієнт лінійного розширення за температури 0-100°C і нормальних умов експлуатації приймається постійним і дорівнює 0,00001 град⁻¹.

За температури вище 250-300 °C об'ємні деформації цементного каменя і заповнювачів змінюються. Тоді як для граніту і пісковика за температури близько 500°C об'ємні деформації різко зростають, для цементного каменя деформації досягають максимуму за температури близько 300°C, потім вони зменшуються, і при температурі близько 500°C спостерігається зменшення об'єму. Тому за тривалих дій високих температур (вище 200°C) звичайні бетони не застосовують.

Внутрішні напруження можна зменшити підбором цементу і заповнювачів. Для жаростійких бетонів застосовують заповнювачі з малим коефіцієнтом лінійного розширення: шматки червоної цеглини, доменні шлаки, діабазы тощо. Як в'жуче застосовують глиноземнистий цемент або портландцемент з тонкомолотими добавками з хроміту, цементу або шамоту.

Модуль деформацій бетону. У бетоні, як в пружно-пластичному матеріалі залежність між напруженнями і деформаціями є не лінійною (рис. 3.4).

Досліди показують, що причиною відхилення бетону від прямолінійної залежності є чинник часу. При миттєвому завантаженні деформації бетону підпорядковуються закону Гука і залежність стає лінійною. Так, тангенс кута нахилу її до осі ϵ є модулем деформації бетону

$$E_b = \tan \alpha_o = \sigma_b / \epsilon_y \text{ або } \sigma_b = E_b \epsilon_y. \quad (3.8)$$

Із збільшенням напружень внаслідок розвитку деформацій повзучості кут нахилу зменшується. У довільній точці тангенс кута нахилу дотичної до осі є похідна

$$E'_b = tg\alpha = d\sigma_b/d\varepsilon_b, \quad (3.9)$$

і називається модулем повних деформацій, або скорочено модулем деформацій бетону. На відміну від початкового модуля пружності E_b , що характеризує розвиток пружних деформацій ε_{np} , модуль деформації E'_b відображає розвиток повних деформацій ε_b . Проте визначити модуль деформації бетону важко. Тому для практичних розрахунків залізобетонних конструкцій використовують введений В. І. Мурашовим середній модуль пружнопластичності бетону, що є тангенсом кута нахилу січної до кривої повних деформацій при заданому напруженні:

$$E'_b = tg\alpha_1 = \sigma_b/\varepsilon_b, \quad (3.10)$$

або

$$\sigma_b = E'_b \varepsilon_b. \quad (3.11)$$

Звідси пружнопластичний модуль бетону E'_b можна знайти, якщо відомі E_b , ε_b і ε_{np} : прирівнюючи (3.8) і (3.11), отримаємо

$$E_b \varepsilon_{np} = E'_b \varepsilon_b, \quad (3.12)$$

звідки

$$E_b \varepsilon_{np} / \varepsilon_b = E'_b \quad (3.13)$$

або

$$E'_b = E_b \omega. \quad (3.14)$$

Значення $\varepsilon_{np}/\varepsilon_b = \omega$ називають коефіцієнтом пружності бетону.

З іншого боку, $\varepsilon_{np} = \varepsilon_{np} - \varepsilon_n$. Тоді

$$\omega = (\varepsilon_b - \varepsilon_n) / \varepsilon_b = \varepsilon_b / \varepsilon_b - \varepsilon_n / \varepsilon_b = 1 - \lambda, \quad (3.15)$$

де $\lambda = \varepsilon_n / \varepsilon_b$ коефіцієнт пластичності бетону. Остаточно

$$E'_b = \omega E_b \varepsilon_b. \quad (3.16)$$

Використовуючи формулу (1.11), отримаємо

$$\sigma_b = \omega E_b \varepsilon_b$$

або

$$\sigma_b = (1 - \lambda) E_b \varepsilon_b. \quad (3.17)$$

Теоретично коефіцієнт пружності бетону може змінюватися в межах від $\omega = 0$ (для ідеально пластичних матеріалів) до $\omega = 1$ (для ідеально пружних матеріалів). Проте досліди показали, що при різних напруженнях і тривалості дії навантаження значення ω практично змінюються від 0,3 до 0,9.

Із збільшенням напруження і тривалості дії навантаження коефіцієнт пружності зменшується. Із збільшенням класу бетону зростає модуль пружності. З численних емпіричних формул, запропонованих для встановлення залежності між початковим модулем пружності і класом бетону для різних бетонів, можна привести емпіричну формулу для звичайного (важкого) бетону при стиску:

$$E_b = (4900B) / (14 + B). \quad (3.18)$$

Для звичайного бетону класів В20-В40 модуль пружності коливається в межах 29 000-36 500 МПа, тобто в 6-7 разів нижче за модуль пружності сталі.

На підставі встановленої в теорії пружності залежності модуля зсуву для бетону

$$G = E / 2(1 + \mu), \quad (3.19)$$

де μ - коефіцієнт Пуассона, тобто відношення відносної поперечної деформації

до повздовжньої; для бетону $\mu \approx 0,2$. Звідси

$$G = 0,2E_b \quad (3.20)$$

3.2 Арматура

1. Механічні властивості і види сталеві арматури.

Арматура залізобетонних конструкцій складається з робочих стержнів, які ставлять за розрахунком на діючі зусилля, конструктивна і монтажна, для об'єднання робочих стержнів в арматурні сітки або каркаси. (рис. 3.9).

Розглянемо діаграму розтягу м'якої сталі. (рис. 3.10). До межі пропорційності $\sigma_{пр}$ діаграма є похилою прямою лінією. Це означає, що поздовжні деформації ε збільшуються пропорційно напруженням σ , тобто підпорядковуються закону Гука. Тут спостерігаються тільки пружні деформації, які після зняття навантаження зникають. Після чого діаграма набуває криволінійного характеру і переходить у горизонтальну пряму. Це означає, що окрім пружних деформацій з'явилися значні пластичні деформації і сталь тече без підвищення напруження. Горизонтальна пряма характеризує межу текучості сталі σ_m . Потім настає зона зміцнення – сталь сприймає напруження, що все збільшуються, і в цей же час в ній різко зростають пластичні деформації.

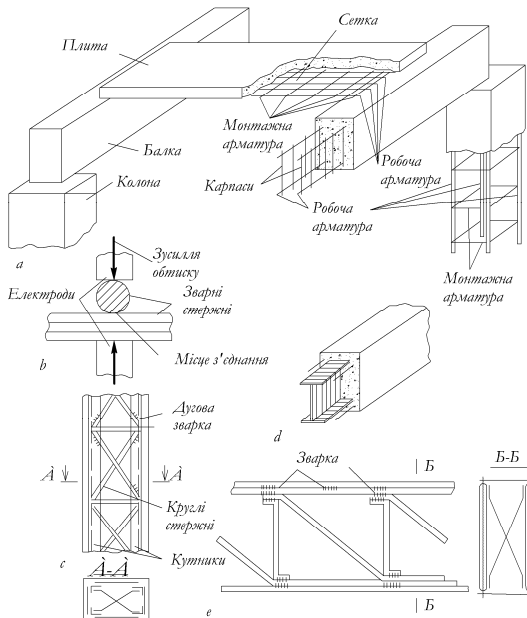


Рис. 3.9. Методи армування залізобетонних елементів: а–каркасами і сітками (гнучка арматура); б–схема контактної точкової зварки стержнів арматури; с–балка з жорсткою арматурою; д–колонна з несучим арматурним каркасом; е–зварний несучий арматурний каркас балки

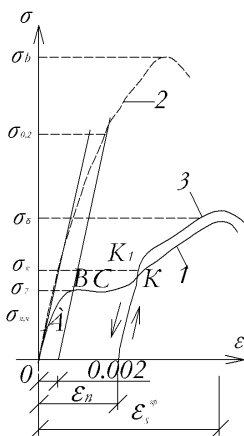


Рис. 3.10. Діаграма $\sigma - \varepsilon$ для різних видів сталі

Минувши межу міцності (тимчасового опору) σ_s , зразок руйнується. При підвищенні напружень більших ніж σ_m , потім при розвантаженні до 0 і подальшому підвищенні напружень вище σ_m унаслідок порушення структури металу відбувається так званий наклеп – сталь стає міцнішою, але менш пластичнішою. Таким чином, підвищується і межа текучості сталі. Наклеп використовують для отримання зміцненої (міцнішою) сталі за допомогою витяжки.

Арматурні сталі за механічними властивостями поділяють на м'які, опір яких в конструкції визначається межею текучості σ_m і тверді, для яких основним показником міцності є межа міцності σ_s .

М'яка сталь пластична, на діаграмі має явно виражену ділянку текучості. Тверда сталь крихка, вона не тече, а переходить в пластичну стадію поступово, і на діаграмі ділянка текучості відсутня (рис. 3.10). За технологією виготовлення сталь для арматури поділяють на стержневу гарячокатану і дрітчану холоднотягнуту.

Стержнева сталь після обробки може бути піддана зміцнюючій обробці: термічною або механічною, наприклад, витяжкою.

Залежно від характеру поверхні сталь може бути гладкою або періодичного профілю (для поліпшення зчеплення з бетоном).

Механічні властивості арматурних сталей залежать від технології їх виплавки і подальшої обробки, а також від хімічного складу сталі. Щоб підвищити міцність сталі і зменшити відносну деформацію, в її склад вводять вуглець (0,2-0,4 %) і легуючі добавки (марганець, кремній, хром і ін.) в кількості 0,6-2 %. Цим досягається істотне збільшення міцності сталі, але знижується пластичність і можливість зварювання.

2. Марки і класи арматурної сталі. Арматурні вироби. Марки гарячкатаних м'яких сталей позначають, зазвичай, їх хімічний склад. Двозначні числа зліва характеризують середній вміст вуглецю (у сотих долях відсотка), а бу-

кви і цифри після них – вміст легуючих елементів: хрому Х, марганцю Г, кремнію З, титана Т, цирконію Ц.

Наприклад, сталь марки 25Г2С містить: 0,2–0,29 % вуглецю 25; 1,2–1,6 % марганцю Г2; 0,6–0,9 % кремнію; хрому і міді не більш ніж по 0,3 %, тому в марці стали ці елементи не позначені.

Стержневу арматуру підрозділяють на класи: гарячекатана А-I – А-IV; термічно зміцнена Ат-IV–Ат-VII.

Сталь класу А-I (марка Ст3) кругла (гладка) діаметром 6–40 мм. Із-за щодо невисокої межі текучості (235 МПа) і гладкого профілю застосовувати її для робочої арматури не рекомендується.

Сталь класу А-II діаметром 10–40 мм виготовляють з вуглецевої сталі марки Ст5, і діаметром 40–90 мм – з низколегированої сталі марки 18Г2С.

Стержні періодичного профілю розрізняють за номерами. Номер стержня відповідає розрахунковому діаметру рівновеликого за площею круглого стержня. Періодичний профіль утворюється часто розташованими виступами, що йдуть по трьохзахідній гвинтовій лінії з двома поздовжніми ребрами. (рис. 3.11,*a*)

Мінімальне значення межі текучості при розтягуванні сталі класу А-II 295 МПа.

Сталь класу А-III (марок 25Г2С і 35ГС) періодичного профілю з виступами, створюючими «ялиночку» (рис. 3.11,*b*), прокатують діаметром 6–40 мм; мінімальне значення межі текучості 390 МПа.

Сталь класу А-IV (марок 20ХГ2Ц, 20ХГСТ, 80С) такого ж періодичного профілю, як сталь класу А-III, прокатують діаметром 10–32 мм: мінімальне значення межі текучості 590 МПа.

Сталь класу А-V (марки 23ХГ2Т) такого ж періодичного профілю і тих же діаметрів, як сталь класу А-III; мінімальне значення межі текучості 785 МПа.

Для гарячекатаної сталі кожного класу встановлені найменші значення видовжень при розриві:

Для сталі класу А-I	25 %
Для сталі класу А-II	19 %
Для сталі класу А-III	14 %
Для сталі класу А-IV і А-V	6 %

Для підвищення межі текучості гарячекатані арматурні сталі класів А-II і А-III у ряді випадків піддають зміцненню витяжкою з контролюванням напружень і подовжень. Зміцнена сталь відноситься відповідно до класів А-IIв і А-IIIв.

Граничні значення напруження для класів А-IIв і А-IIIв відповідно 450 і 540 МПа, видовження при витяжці арматури відповідно 5,5 і 3,5%.

Термічно зміцнені арматурні сталі класів Ат-IV–Ат-VI виготовляють діаметром 10–25 мм; найменші значення умовних меж текучості рівні відповідно 600, 800 і 1000 МПа, а відносні видовження при розриві – 8,7 і 6 %.

Окрім, гарячекатаних сталей для армування залізобетонних конструкцій

широко застосовують звичайний арматурний дріт класів В-I і Вр-I (рифлену) діаметром 3-5 мм, отримувану холодним волочінням низьковуглецевої сталі. Найменший тимчасовий опір при розтягу дроту Вр-1 при діаметрі 3-4 мм - 410 МПа, при діаметрі 5 мм - 395 МПа.

Способом холодного волочіння виготовляють також високоміцний арматурний дріт класів В-II і Вр-II гладку і періодичного профілю, діаметром 3-8 мм з межею міцності 1490-1020 МПа.

Сталь для арматури залізобетонних конструкцій вибирають при проектуванні з урахуванням призначення арматури, класу і виду бетону (при вищих марках сталі потрібний міцніший і щільніший бетон), умов виготовлення арматури (зварювання, в'язка) і конструкцій, умов експлуатації (небезпека корозії) тощо.

Для основної робочої арматури звичайних залізобетонних конструкцій переважно слід застосовувати гарячекатану сталь класів А-II і А-III і арматурний дріт класу Вр-I.

У попередньо напружених конструкціях для напруженої арматури використовують переважно високоміцний арматурний дріт класів В-II і Вр-II, гарячекатану стержневу сталь класів А-IV–А-VI.

Армування попередньо напружених конструкцій високоміцним дротом дуже ефективно, проте із-за малої площі перерізу дроту число їх в конструкції буває дуже велике, що ускладнює арматурні роботи, анкерування і натягнення арматури.

Щоб зменшити трудомісткість арматурних робіт, широко застосовують наперед звиті пасма, пучки паралельно розташованих дротин і сталеві канати (троси).

Сталеві пасма класу П, що не розкручуються, виготовляють з трьох дотин (П-3), з семи дротин (П-7) і 19 дротин (П-19). (рис. 3.12)

Сталеві канати до звивають з двох і більш за пасма. Для позначення арматурного каната до букви До додають дві цифри: перша указує число звиваних пасм, друга – число дротин в кожному пасмі (наприклад К2х7 – двохпрядевий канат з пасм семи дротин, а скорочено К-7).

Модуль пружності арматурної сталі для різних видів і класів арматурної сталі приведені у таблиці 3.1.

Арматурні каркаси і сітки. Для армування залізобетонних конструкцій застосовують арматурні вироби у вигляді в'язаних або зварних сіток і каркасів. Індустріальний метод об'єднання окремих стержнів арматури в сітці і каркасів за допомогою зварювальних машин на заводах дозволяє значно знизити трудомісткість їх виготовлення і здешевити монтаж заготовок арматури. В'язані сітки і каркаси утворюються перев'язкою стержнів в місцях їх перетину м'яким в'язальним дротом (діаметром 0,8–1 мм). Для зниження трудомісткості (зазвичай) перев'язують тільки частину перетинів, достатню для надання каркасу жорсткості. Цей спосіб утворення сіток і каркасів вимагає великих витрат ручної праці. Проте він дозволяє виготовляти арматурні сітки і особливо каркаси із стержнів будь-якої форми (прямих, ламаних, криволінійних) при перети-

нах під різними кутами і при будь-якому розташуванні стержнів у просторі.

Для утворення жорсткого просторового каркасу у верхніх кутах балки поставлено два монтажні стержні, які зазвичай в розрахунку не враховуються. Монтажні і робочі стержні охоплені поперечними стержнями-хомутами.

Для зварки каркасів застосовують контактну точкову зварку, що забезпечує високу механізацію арматурних робіт. Найбільший ефект досягається при розчленовуванні арматури на плоскі елементи – зварні сітки або каркаси, які потім об'єднуються в просторові каркаси.

Зварні сітки бувають рулонними і плоскими. Рулонні сітки стандартизовані за діаметрами і розмірами комірок, що дозволило організувати їх виробництво на заводах промисловості метизу. У рулонних сітках стержні одного напрямку, зазвичай, є робочими, а стержні іншого напрямку – монтажними (розподільними). Стержні, що згинаються при згортанні сітки в рулон, приймають із звичайного арматурного (холоднотянутої) дроту діаметром 2-4 мм і з гарячекатаної сталі класу А-III діаметром 6–40 мм.

При проектуванні залізобетонних конструкцій окрім сіток, передбачених сортаментом, широко застосовують індивідуальні плоскі сітки із стержнів діаметром до 40 мм, наприклад для фундаментів.

Розміри таких сіток, відстані між стержнями, діаметри зварюваних стержнів повинні в цьому випадку призначатися з урахуванням технологічних можливостей зварювальних машин. Плоскі зварні каркаси складаються з подовжніх і поперечних стержнів.

Повздовжні стержні можуть бути розташовані в один та в два ряди, а по відношенню до поперечних стержнів можуть мати одностороннє або двостороннє розташування. Рекомендується застосовувати каркаси з одностороннім розташуванням повздовжніх стержнів, оскільки при цьому покращуються умови зварки і забезпечується краще зчеплення арматури з бетоном в конструкції.

В окремих випадках можуть застосовуватися здвоєні каркаси або каркаси, посилені на частині своєї довжини додатковими робочими стержнями. Просторові каркаси збирають з плоских каркасів поперечними стержнями, що приварюються до повздовжніх стержнів плоских каркасів контактною точковою зваркою за допомогою зварювальних кліщів.

Армування і стики арматури. Для надійного заанкерування в бетоні розтягнуті гладкі стержні в'язаних каркасів і сіток забезпечують на кінцях напівкруглими гачками. (рис. 3.13).

Сила зчеплення стислих стержнів з бетоном значно більше сили зчеплення розтягнутих. Тому стислі гладкі стержні в'язаних каркасів можуть не мати гачків.

У зварних сітках і каркасах з гладких стержнів гачки не потрібні, оскільки для кожного стержня перпендикулярного напрямку є анкерами, що запобігають його прослизанню в бетоні.

Стержні періодичного профілю у всіх випадках роблять без гачків по кінцях, оскільки їх поверхня забезпечує надійне анкерування.

Довжина зони анкерування робочих стержнів залежить від виду конструкції і характеру її роботи під навантаженням. Так, повздовжні стиснуті стержні повинні бути заведені за переріз, де вони вже не потрібні за розрахунком, на довжину не меншою $15 d$, а гладкі стержні в'язаних каркасів без крюків на кінцях – на довжину не менше $20 d$.

У зварних каркасах і сітках з гладких стержнів в межах зони анкерування $15 d$ до обірваного повздовжнього стержня повинні бути приварені не менше двох поперечних стержнів.

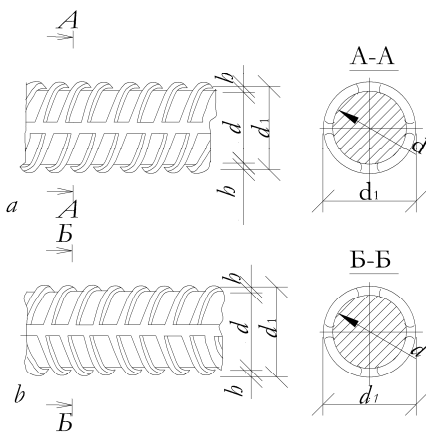


Рис.3.11. Гарячекатана арматурна сталь періодичного профілю

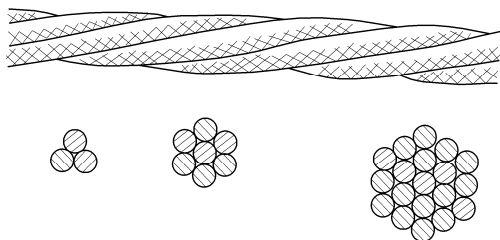


Рис. 3.12. Арматурний канат для попередньо напруженої конструкції

Заводи випускають високоміцну дрітчану арматуру пряді і троси в мотках великого діаметру (1, 2–2 м) і довжина їх, зазвичай, достатня для самих протяжних конструкцій. Арматура з м'якої сталі діаметром до 8 мм включно також випускається в мотках.

Арматура діаметром 10 мм і вище з м'яких сталей всіх класів поставляється, зазвичай, в прутках, довжина яких залежить від транспортних умов, а також від замовлення і може коливатися від 6,5 до 14 м. Тому у ряді випадків, коли за умовами армування потрібні стержні більшої довжини, їх треба з'єднувати. Стики арматурних стержнів можуть бути заводськими при виготовленні на заводах залізобетонних конструкцій і монтажними – на будівельних майданчиках.

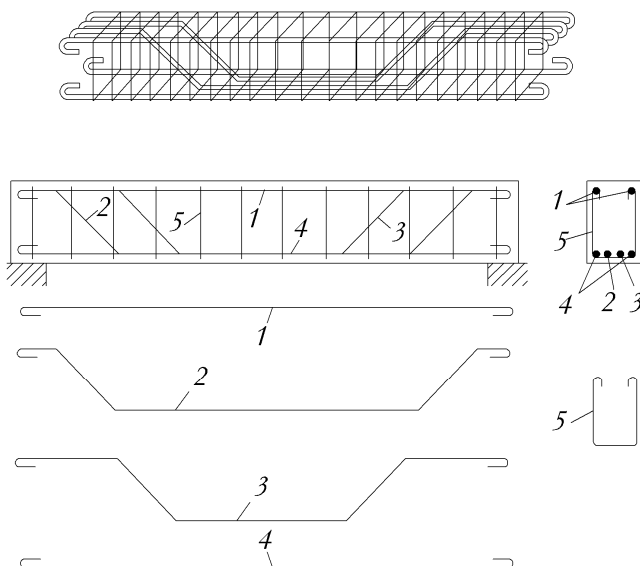
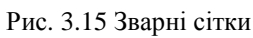
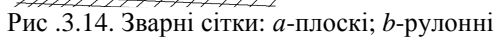


Рис. 3.13. Армування балки в'язаним каркасом: 1-монтажна арматура; 2-4-робоча арматура; 5-хомути

При з'єднанні арматурної сталі необхідно враховувати її зварюваність. Добре зварюється контактною зваркою гарячекатана арматура класів А-I–А-V і звичайний арматурний дріт в сітках. Не можна зварювати термічно зміцнену арматуру всіх класів і високоміцний дріт, оскільки зварка приводить до втрати ефекту зміцнення. Не можна також зварювати дуговою зваркою стержні класів А-IV і А-V.

Заводські стики стержнів потрібно здійснювати по можливості контактною стиковою зваркою (рис. 3.16,а). За відсутності належного устаткування стики здійснюються ванною зваркою (рис. 3.16,б).

При монтажній зварці доводиться зважати на те, що відстані між торцями стержнів, що з'єднуються, можуть мінятися в значних межах. У цих умовах найбільш зручним є стик з накладками з круглої сталі (рис. 3.16,с), привареними електродуговою зваркою. Можливе застосування стиків внахлестку без накладок, особливо для стержнів малих діаметрів (рис. 3.16,е). При великих діаметрах стержнів (22–36 мм), що з'єднуються, зона термічного впливу відносно мала, тому при односторонніх швах можна зварювати і холоднодеформовану сталь.



За відсутності необхідного устаткування роблять в'язані стики, які утворюються накладання стержнів з перев'язкою їх в'язальним дротом. Круглі стержні при цьому закінчують гачками (рис. 3.17,*a*), а стержні періодичного профілю залишають без гачків (рис. 3.17,*b*). Довжина перев'язки залежить від умов роботи стику, класів бетону і сталі. У розтягнутих стиках довжину приймають 25–45 d для бетону класу В20 і вище, але не менше 250 мм. У стиках які працюють на стик довжина перев'язки зменшується на 10 d , але вона не повинна бути менше 200 мм.

В'язані стики слід при можливості розташовувати у стиснутій зоні бетону або в зонах невеликого розтягуючого напруження. У одному перерізі елементу потрібно з'єднувати не більше 25% стержнів гладкої арматури і не більше 50 % стержнів арматури періодичного профілю.

Стики зварювальних сіток, зазвичай, влаштовують накладання без зварки таким же розміром перепуска, як і в каркасах (рис.3.18,*a*). Іноді укладають додаткові стикові сітки (рис.3.18,*b*).

Стики зварних сіток в неробочому напрямі виконують накладання з перепуском 50 мм при діаметрі розподільної арматури $d < 4$ мм і 100 мм при $d > 4$ мм (рис. 3.18,*c*). При діаметрі робочої арматури 16 мм і більш стик зварних сіток в неробочому напрямі перекривають спеціальними сітками з перепуском в кожную сторону не меншого 15 d розподільної арматури і не меншого 100 мм.

При контактній зварці холодноформуючих сталей (наприклад, класів А-Пв, А-Шв) в результаті місцевого відпалу механічна міцність сталі знижується, і тому розрахунковий опір такої арматури приймається заниженим. Високоміцний арматурний дріт, пряді і канати зварювати не можна.

Неметалева арматура. Для підвищення корозійної стійкості конструкцій і економії металу в даний час проводяться широкі дослідження по створенню неметалевої арматури для залізобетонних конструкцій. Таку арматуру отримують з тонкого скловолокна, що об'єднується в арматурний стержень зв'язуючими тріщини, які в більшості випадків не перешкоджають нормальній експлуатації конструкцій, якщо до них не пред'являються вимоги водонепроникливості і або підвищеної корозійної стійкості.

Тріщиностійкість залізобетону збільшується при незосередженому (дисперсному) армуванні (частому розташуванні арматури малих діаметрів або коротких кусків канатного дроту) і особливо в результаті попереднього напруження конструкції.

Для оцінки напруженого стану, при якому відбувається утворення тріщин, можна скористатися даними про граничні деформації при розтягу.

При достатньо хорошому і безперервному за довжиною зчепленні арматури припускають, що деформації бетону і арматури в будь-якій точці на поверхні їх контакту рівні, і, отже, перед появою тріщин

$$E_s = E_{btmax} = 15 \cdot 10^{-5}. \quad (3.21)$$

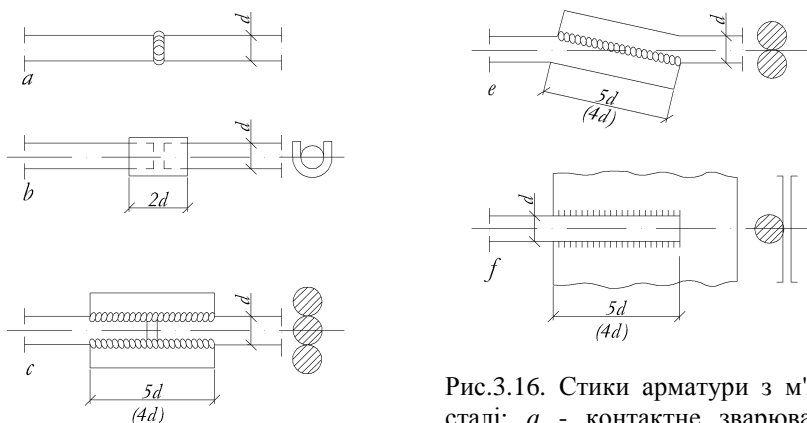


Рис.3.16. Стики арматури з м'якої сталі: *a* - контактне зварювання (класи А-I - А-IV); *b* - зварювання у ванні(класи А-I - А-III); *c, d* - електродугова з накладками і чотирма швами (класи А-I - А-III); *e* - електродугова в нахлест з двома швами (класи А-I); *f* - електродугова з пластинами і двома швами.

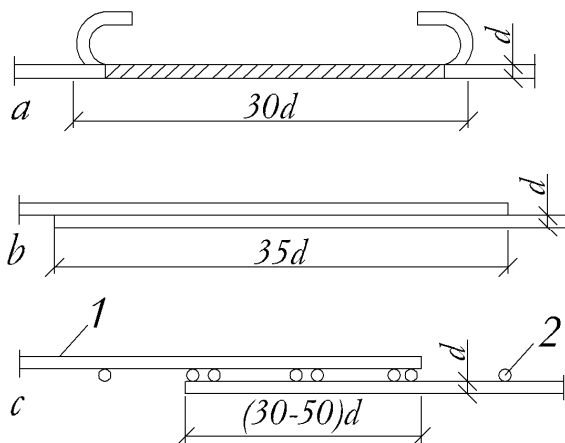


Рис.3.17. В'язання сітки: *a* - гладкої арматури; *b* - арматури періодичного профілю; *c* - стик сіток; 1 - робоча арматура; 2 - розподільна арматура

Арматура у цей момент працює пружно і напруження в ній підпорядковується закону Гука

$$\delta_s = E_s E_{bmax} = 2 \cdot 10^5 \cdot 15 \cdot 10^{-5} = 30 \text{ МПа.} \quad (3.22)$$

Отже, для збільшення тріщиностійкості конструкції треба обмежити напруження в арматурі відносно низьким значенням, приблизно 15–25 % межі текучості для сталі класу А-І. У переважній більшості випадків дозволяється наявність тріщин з метою підвищення ступеню використання арматури і застосовувати арматуру вищих класів.

Видимі тріщини ($\sim 0,05$ мм) з'являються при навантаженнях, менших експлуатаційних, в зонах найбільшого розтягуючого напруження і поступово їх розкриття збільшуються в міру зростання напруження у арматурі. Розмір розкриття тріщин не повинен перевершувати величини, яка вказана у нормах.

Можливість підвищення напруження при допустимому розкритті тріщин залежить від якості зчеплення арматури з бетоном.

Зчеплення арматури з бетоном забезпечується склеюванням з пластинками з синтетичних смол. Скло-пластикові арматурні стержні мають високу міцність, малу щільність (втричі менше, ніж у сталі) і завдяки нерівній поверхні добре зчеплення з бетоном. Разом з тим склопластики володіють підвищеною деформа-тивністю (модуль пружності у декілька разів менше, ніж у сталі) і поки що відносно дорогі.

У країнах тропічного і субтропічного клімату, де виростає бамбук, як арматуру використовують стовбури бамбука.

3.3 Залізобетон

Властивості залізобетону залежать не тільки від властивостей бетону і арматури, але також від кількості арматури, її розміщення у конструкції, наявності попереднього напруження тощо.

Звичайний залізобетон володіє низькою тріщиностійкістю. Наприклад, в балках при навантаженні, що становить всього 0,2–0,3 від руйнуючого, в розтягнутій зоні бетону вже утворюються цементним каменем, силами тертя, що виникають на поверхні арматури, внаслідок обтискання стержнів при усадці бетону, опором бетону зрізу за наявності виступів на поверхні арматури і спеціальними анкерними пристроями на кінцях стержнів.

При висмикуванні або продавлюванні стержня, закладеного в бетон, сили зчеплення мають змінне значення по довжині закладення, досягаючи найбільших значень $\tau_{ci,max}$ на деякій відстані від початку закладання стержня (рис 3.19,а).

Середнє (умовне) напруження зчеплення

$$\tau_{ci,усл} = P/Ul_3, \quad (3.23)$$

де U – периметр стержня; l_3 – довжина закладання стержня.

τ_{ci} залежить в основному від складу бетону (зростає з підвищенням класу, щільності і віку бетону, вмісту в нім цементу і т. п.) і характеру поверхні стержнів арматури. За даними дослідів при гладкій круглій арматурі і для бетонів класу В20 і менш $\tau_{ci,усл} = 2,5 \dots 4$ МПа. Зчеплення арматури періодичного профілю з бетоном в 2–3 рази вище, ніж зчеплення гладкої арматури.

Із зменшенням периметра U опір стержня ковзанню збільшується, що підвищує тріщиностійкість залізобетону. Збільшення довжини закладання стержня l_3 до певної межі веде до зменшення $\tau_{\text{сц, усл}}$, проте при l_3 15...20 d опір висмикуванню практично залишається незмінним.

Опір ковзанню стиснутого стержня (при продавлюванні) дещо вище, ніж при висмикуванні, завдяки збільшенню поперечних розмірів стержня при стиску. Досліди показують, що із збільшенням діаметру стержня і напруження в ньому, міцність зчеплення, при стиску збільшується, а при розтягу зменшується. Звідси випливає, що для кращого зчеплення арматури з бетоном при конструюванні залізобетонних елементів діаметр розтягнутих стержнів слід обмежувати.

Завдяки зчепленню арматури і бетону в навантаженій конструкції деформується спільно; між ними постійно відбувається перерозподіл внутрішніх зусиль відповідно до пружнопластичних і фізичних властивостей бетону і сталі. Усадка і повзучість залізобетону виявляються значно меншими, ніж в неармованому бетоні, завдяки зчепленню бетону з арматурою, що перешкоджає розвитку усадки і повзучості.

Вплив усадки і повзучості бетону. Арматура завдяки зчепленню з бетоном перешкоджає вільному прояву, деформацій усадки і повзучості бетону. Внаслідок усадки в бетоні виникає розтягуючі напруження, в арматурі – що стискають. При несиметричному армуванні в бетоні може виникнути не тільки розтягуючі, але і стискаючі напруження. Оскільки процес усадки протікає без зовнішнього навантаження, бетон і арматура при цьому утворюють самоурівноважену механічну систему: стискаюче зусилля в арматурі рівне розтягуючому зусиллю в бетоні.

Із збільшенням кількості арматури стискаючі напруження в ній зменшуються, а напруження розтягу в бетоні збільшується. При значному насиченні перерізу арматурою розтягуючі напруження досягають межі міцності R_{BTN} і в бетоні можуть виникнути тріщини навіть за відсутності зовнішнього навантаження.

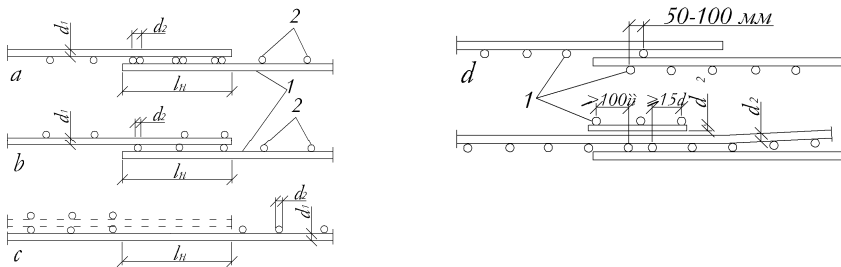


Рис. 3.18. Стики внахлостку сіток і каркасів з одностороннім розміщенням робочих стержнів: a, b - робочому напрямку; c, d - в напрямку розподільної (поперечної) арматури; 1 - робоча арматура; 2 - розподільна (поперечна) арматура

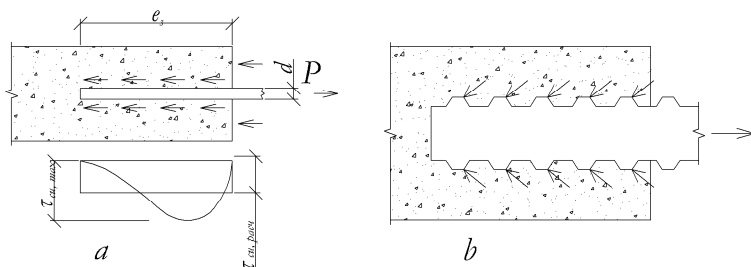


Рис. 3.19. Зчеплення арматури з бетоном

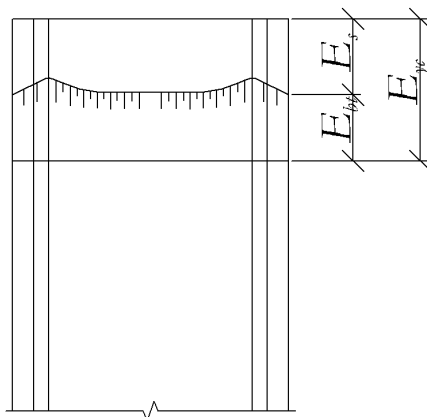


Рис. 3.20. Схема усадки в залізобетонному елементі

Якщо в симетрично армованому елементі покласти деформацію від усадки вільного бетону рівної ε_{yc} (рис. 3.20), то деформація залізобетону ε_s буде менша на значення деформації розтягування бетону ε_{bt} , таким чином

$$\varepsilon_{yc} = \varepsilon_s + \varepsilon_{bt} \quad (3.24)$$

Крім цього, зусилля в бетоні буде рівне зусиллю в арматурі:

$$A_b \sigma_{bt} = A_s \sigma_s \quad (3.25)$$

Звідки

$$\sigma_{bt} = (A_s/A_b) \sigma_s = \mu \sigma_s \quad (3.26)$$

Приймаючи до уваги, що згідно із законом Гука для арматури $\sigma_s = A_s E_s$, а за формулами (3.11), (3.14) $\sigma_{bt} = \omega E_b \varepsilon_{bt}$, отримаємо, використовуючи вираз (3.24):

$$\sigma_{bt} = \varepsilon_{yc} \mu E_s / (\nu \mu / \omega) + I; \quad (3.27)$$

Звідки

$$\mu = \sigma_{bt} / \varepsilon_{yc} E_s - \sigma_{bt} \nu / \omega. \quad (3.28)$$

Якщо задатися деформацією усадки, значенням і покласти $\sigma_b = R_{bm}$, то з виразу (3.28) можна знайти коефіцієнт армування, при якому з'являються тріщини. Зазвичай, ε_{yc} приймають найбільшою і постійною для всіх класів бетону – $30 \cdot 10^{-5}$ ω також незалежно від класу бетону приймається 0,5. Обчислені при цих значеннях коефіцієнти армування виходять високими, наприклад для бетону класу В20 – $\mu = 0,041$; для класу В30 – $\mu = 0,058$ і т.д.

Усадкові напруження можуть викликати утворення тріщин у бетоні залізобетонних елементів. У зв'язку з цим при проектуванні конструкцій великої протяжності потрібно передбачати деформаційні шви.

Аналогічну дію на конструкцію викликають і температурні деформації, що виникають при змінах температури середовища. Тому температурні і усадково-деформаційні шви, зазвичай, суміщають і називають температурно-усадковими швами. Проте у стадії руйнування елементу, коли бетон розтягнутої зони пронизаний тріщинами, вплив початкового (власного) усадкового напруження на граничну міцність статично визначного елементу практично зникає. У залізобетонному елементі при тривалій дії навантаження в результаті повзучості бетону відбувається перерозподіл зусиль між бетоном і арматурою. Наприклад, в стиснутому симетрично армованому елементі внаслідок повзучості бетону напруження в арматурі збільшуються, а в бетоні – зменшуються. В результаті напруження в арматурі може досягти значень, близьких до межі текучості.

У ранній період застосування залізобетонних конструкцій вплив усадки і повзучості при проектуванні не враховувався. Проте у міру накопичення знань з'ясувалося істотне їх значення для роботи залізобетону, і в даний час врахування усадки і повзучості здійснюється на різних етапах проектування. Як найповніше це враховується при розрахунку попередньо напружених конструкцій, ефективність яких в значній мірі залежить від деформацій усадки і повзучості.

Корозія залізобетону визначається корозією бетону, а за деяких умов і корозією арматури, яка може розвиватися під дією рідких і газоподібних агресивних речовин, а також води, що фільтрується через пори і тріщини бетону. Корозія сталі супроводжується збільшенням її об'єму порівняно з первинним, що викликає відколювання захисного шару бетону. Розрізняють три види корозії бетону (за В. М. Моськвіним). До першої групи відносяться процеси, що виникають під дією води з малою жорсткістю, коли у воді, що фільтрується через бетон, відбувається пряме розчинення складових частин цементного каменя, в першу чергу гідрата окислу кальцію.

Процеси другої групи обумовлені дією розчинених у воді або в повітрі хімічних речовин, які вступають в обмінні реакції зі складовими цементного каменю. Продукти таких хімічних реакцій або залишаються на місці у вигляді аморфної маси, або в розчиненому вигляді виносяться водою.

До третьої групи відносяться процеси, пов'язані з «освітою» і накопиченням в порах і капілярах нерозчинних солей. Їх кристалізація веде до значних зусиль в цементному камені, що приводить до руйнування бетону.

У реальних умовах, зазвичай, спостерігається корозія всіх трьох видів, іноді з переважанням якого-небудь з них.

Найбільш шкідливі для бетону солі кислот, особливо сірчаної кислоти, оскільки вони утворюють в цементі сульфат кальцію і алюмінію. Зокрема, сульфатоалюмінат кальцію – «цементна бацила», легко розчиняючись, збільшується в об'ємі в 2,5 разу і витікає у вигляді білого слизу, створюючи столотити на поверхні бетону.

Дуже агресивні води, що містять сірчаноокислий кальцій; до них відносяться і ґрунтові води, в яких є такі відходи виробництва, як гіпс, шлак і т.п.

З кислот найбільш небезпечна соляна і азотна; дещо більш сповільнене, але також руйнуюча дія надає сірчану і сірчисту кислоти.

Натрієві і калійні луги менш шкідливі для бетонів унаслідок їх повільної дії. Морська вода при систематичній дії робить шкідливий вплив на бетон, оскільки містить сульфат магnezії, хлористу магnezію і інші шкідливі солі.

Найбільш проста і дієва міра оберігання бетону від впливу агресивного середовища – збільшення його щільності. Щільність бетону досягається підбором зернового складу заповнювачів, пониженням водоцементного відношення і ретельним ущільненням при укладанні.

Підвищенню щільності сприяють добавки траса, шлакової або кам'яної муки до 20–30 % маси цементу.

За наявності агресивних середовищ і підвищеної вологості товщина захисного шару бетону для сталевих арматур повинна бути збільшена, а заставні виробу повинні бути забезпечені спеціальними антикорозійними покриттями.

Опір залізобетону дії високих температур залежить від тривалості його дії.

Короткочасна дія на конструкцію високих температур або вогню виникає, наприклад, при пожежах.

Вогнестійкість залізобетонного елемента оцінюється межею вогнестійкості (у год.) тобто часом, після закінчення якого при пожежі настають втрати несучої здатності елемента, утворення тріщин, через які вогонь здатний проникати в сусідні приміщення, або нагріваючи до 150°C незвернений до вогню поверхні. Межа вогнестійкості залізобетонних елементів залежить від розмірів перерізу, конструктивної схеми елемента, виду арматури, способу армування, особливо від товщини захисного шару. Залізобетон відноситься до вогнестійких матеріалів, здатних протистояти при пожежі високим температурам протягом декількох годин без істотної втрати міцності.

При тривалодіючих високих температурах до залізобетонних конструкцій (фундаменти, доменних печей, димарі тощо.) пред'являють вимоги жаростійкості. В цьому випадку або застосовують спеціальну ізоляцію конструкцій (футеровку), або, що економічніші і надійніші, залізобетонні конструкції виготовляють з жаростійкого бетону.

При дії на залізобетонні конструкції високих температур товщину захисного шару бетону збільшують і призначають з урахуванням спеціальних нормативних вимог.

Щільність залізобетону складається з маси бетону і маси арматури. Щільність залізобетону на особливо важкому бетоні приймається більш Д 2500 кг/м³; щільність залізобетону на важкому бетоні при укладанні бетонної суміші з вібрацією приймається Д 2500 кг/м³, без вібрації Д 2400 кг/м³. Щільність залізобетону з бетону на пористих заповнювачах приймається від Д 1800 до Д 2200 кг/м³. Щільність залізобетону на легкому бетоні приймається від Д 500 до Д 1800 кг/м³ включно.

При значному вмісті арматури (понад 3%) щільність залізобетону підраховують як суму мас бетону і арматури, що даються на одиницю об'єму конструкції.

Захисний шар бетону. Товщина його для робочої арматури повинна забезпечувати спільну роботу арматури з бетоном на всіх стадіях виготовлення, монтажу і експлуатації конструкції, а також захист арматури від зовнішніх атмосферних, температурних і тому подібних дій.

Для поздовжньої робочої арматури (ненапруженої. і напруженої, яка намагається на опори) товщина захисного шару бетону повинна бути, зазвичай, не менше діаметру стержня або каната і не менше наступних розмірів, мм:

В плитах і стінках товщиною 100 мм включно з важкого бетону	10
В одношарових конструкціях із легкого і порізаного бетону класу В7,5 і нижче, виконаних без фактурних шарів	20
Також, для внутрішніх стінових панелей.	25
В одношарових конструкціях з пористих бетонів	25
В плитах і стінах товщиною більше 100мм, а також в балках і ребрах висотою 250мм і більше, а також в колонах	20
В фундаментних балках і в збірних фундаментах	30
Для нижньої арматури монолітних фундаментів при наявності бетонної підготовки	35
Також, при відсутності бетонної підготовки	70

Для поперечної, розподільчої і конструктивної арматури товщина захисного шару бетону повинна прийматися не менше діаметру цієї арматури і не менше наступних розмірів:

При висоті перерізу елемента менше 250 мм	10
Також, рівній 250 мм і більше	15
В елементах із легкого і поризованого бетону класу В7,5 і нижче і з пористих бетонів незалежно від їхньої висоти	15

Товщина захисного шару у кінців попередньо напружених елементів на великі зони передачі напруження має бути не менше:

Для стержневої арматури класів А-IV і нижче, а також для арматурних канатів	2d
Також, А-V і А-VI	3d

Крім того, товщина захисного шару бетону на вказаній ділянці довжини елемента повинна бути не менше 40 мм для стержневої арматури всіх класів і

не менше 20 мм для арматурних канатів.

При наявності спеціальної косої або поперечної арматури в опорі, перешкоджаючи розколюванню бетону, товщина захисного шару бетону в цій зоні може бути зменшена.

Питання для самоперевірки

1. Структура і види бетону.
2. Як впливає форма і розміри зразків на міцність бетону?
3. Які чинники впливають на механічні властивості бетону?
4. Що таке клас бетону і марка бетону? Які класи і марки бетону встановлені нормами?
5. Назвіть основні види деформацій.
6. Яка деформація при довготривалих навантаженнях?
7. Яка деформація бетону від усадки?
8. Що таке модуль деформації бетону?
9. Механічні властивості і види сталевих арматур.
10. Марки і класи арматурної сталі.
11. Модуль пружності арматурної сталі.
12. Відомості про неметалеву арматуру.
13. Вплив арматури на усадку і повзучість бетону.
14. Види корозії залізобетону.
15. Густина залізобетону.
16. Товщина захисного шару залізобетону.

ТЕМА 4. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ОСНОВИ ТЕОРІЇ ЗАЛІЗОБЕТОНУ ТА МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

Лекція №5, №6

4.1 Про теорії опору залізобетону

Бетон – пружно-пластичний матеріал, який не володіє лінійною залежністю між напруженістю і деформаціями. Армування не ліквідує цієї особливості роботи бетону під навантаженням. Тому теорія опору пружних матеріалів для залізобетону непридатна. Пружно-пластичні властивості бетону і залізобетону – повзучість, усадка, утворення тріщин у розтягненій зоні залізобетонних елементів – істотно впливають на напружено-деформований стан залізобетонних конструкцій. Ці властивості значною мірою залежать від виду бетону і арматури, характеру армування, виду деформацій, довготривалості дії навантаження тощо. Звідси зрозумілою є складність проблеми створення строгої теорії опору залізобетону.

В Україні на підставі великої кількості експериментальних досліджень вивчені найважливіші питання теорії опору залізобетону і розроблений метод розрахунку залізобетонних елементів за граничними станами, створена теорія жорсткості і тріщиностійкості залізобетону.

Всі проблеми, які пов'язані із опором залізобетону, можна вирішити тільки на основі дослідних даних, тому значення експериментальних досліджень у створенні теорії залізобетону мають виняткове значення.

Конструкцію розраховують для того, щоб гарантувати її необхідні експлуатаційні якості у разі найекономічніших розмірах елементів конструкції.

Щоб розрахувати і законструювати залізобетонну конструкцію, необхідно передовсім знайти діючі на неї навантаження і визначити внутрішні зусилля у характерних перерізах всіх елементів, із яких ця конструкція складається. Нагромадження експериментальних даних поступово зумовлювало і зумовлює поправки у розрахункові положення, наближаючи теоретичні розрахунки до дійсної роботи конструкції.

У світовій практиці сьогодні використовують три основні методи розрахунку залізобетонних конструкцій: за допустимими напруженнями, за руйнівними зусиллями, за граничними станами.

В Україні та в країнах СНД вже більше 20 років використовують метод розрахунку залізобетонних елементів за граничними станами.

Розглянемо стадії напружено-деформованого стану при згині залізобетонних елементів, які є експериментальною базою теорії розрахунку залізобетону.

4.2 Стадії напружено-деформованого стану при згині

За результатами багатьох дослідів над згинальними елементами аж до

руйнування була виявлена залежність НДС цих елементів від розміру навантаження. У разі сталого збільшення навантаження три стадії НДС.

Стадія I. У разі малих навантажень (згинальних елементів) напруження у бетоні і арматурі малі, у бетоні розвиваються переважно пружні деформації. Залежність між напруженнями і деформаціями майже лінійна, і епюри напружень як у стисненій, так і в розтягнутій зонах можна вважати трикутниками (рис.8.1.,а).

У разі збільшення навантаження у розтягнутому бетоні зростають повільніше порівняно з деформаціями. У розтягнутій зоні перерізу розвивається пластичні деформації; епюр напружень тут приймає криволінійний обрис, і напруження у бетоні сягає межі міцності на розтяг: $\sigma_{et} = R_{etn}$. У стисненій зоні бетон отримує переважно пружні деформації, і епюра напружень близька до трикутної. Цей НДС називають стадією 1а (рис. 4.1.,b).

Стадію 1а прийнято в основу розрахунків на появу тріщин.

Стадія II. У разі збільшення навантаження у бетоні розтягнутої зони з'являються тріщини, які збільшуються аж до нейтральної осі; у місцях, де утворилися тріщини, бетон виключається із роботи і напруження розтягу сприймає тільки арматура. У стисненій зоні епюра напружень у бетоні стає криволінійною (рис.4.1., c).

Стадію II прийнято в основу розрахунку за допустимими напруженнями (епюру в стисненій зоні вважають трикутною).

Стадія III. У разі подальшого збільшення навантаження тріщини у розтягнутій зоні розкриваються, напруження у матеріалах збільшується, і настає руйнування балки. У цій стадії непружні деформації повзучості охоплюють значну частину стисненої зони, і епюра напружень у бетоні має чітко криволінійний обрис. Руйнування перерізу настає тоді, коли напруження у арматурі сягають межі текучості ($\sigma_s = \sigma_T$), зменшується висота стисненої зони бетону, що супроводжується значним збільшенням прогину згинального елемента (випадок 1, рис.4.1., d), або, коли напруження в стисненому бетоні одержать межі міцності на стиск ($\sigma_e = R_{en}$). При тому напруження у розтягнутій арматурі можуть і не дістатися межі текучості (випадок 2, рис.4.1, e). У стадії III напруження у стиснутій арматурі у обох випадках дістають межі текучості.

Стадію III прийнято в основу розрахунку за руйнівними зусиллями і за граничними станами.

Характер руйнування балок у стадії III залежить від кількості і механічних властивостей розтягнутої арматури. У нормально армованих балках, в яких кількість розтягнутої арматури не перевищує певної межі, руйнування починається з боку розтягнутої арматури. Під час досягнення в ній межі текучості швидко наростають пластичні деформації арматури і прогини балки, внаслідок цього напруження в стисненій зоні бетону сягають межі міцності на стиск і бетон руйнується. Отже, перед руйнуванням залізобетонного елемента у нормальному перерізі утворюється “пластичний шарнір”, в якому напруження у арматурі і бетоні одержать граничних значень на основі цього принципу (за-

пропонованого А.Ф. Лолейтом).

По довжині балки у одні і ті самі моменти часу перерізи піддаються різним стадіям напружено-деформованого стану. У перерізах з малим згинальним моментом спостерігається стадія I; там, де згинальний момент більший, – стадія II, а в перерізах з максимальним моментом може бути стадія III (рис. 4.2).

4.3 Методи розрахунку перерізів на міцність

1. Розрахунок за допустимими напруженнями ґрунтується на припущенні пружної роботи залізобетону, але із наближеним врахуванням властивостей залізобетону. У основу розрахунку покладено стадію II напружено-деформованого стану при згині.

Основні положення теорії пружного залізобетону або класичної теорії зводяться до такого:

а) приймається справедливою гіпотеза плоских перерізів. Таким способом нехтують скривлення перерізів;

б) модуль пружності бетону стисненої зони приймається незалежно від напружень, і в розрахунках вводиться нормоване постійне для цього класу бетону число

$$\nu = E_s / E_b \cdot \quad (4.1)$$

Під час визначення напружень вважають, що деформації пропорційні напруженням, тобто приймається закон Гука, але за різних модулів пружності при стисканні і розтягу. Інакше кажучи, епюри напружень у стиснених і розтягнених зонах обмежені прямими лініями, які мають різні нахили.

Для використання формул опору матеріалів залізобетонний переріз перетворюють у еквівалентний в статичному сенсі однорідний переріз, приведений до бетону. При тому вважають, що кожну одиницю площі перерізу арматури можна умовно прирівняти ν одиницям площі бетону, тобто прийняти замість площі арматури A_s площу бетону νA_s , тоді площа приведеного перерізу залізобетонного елемента

$$A_{ved} = A_s + \nu A_s \cdot \quad (4.2)$$

Однак експериментальні дослідження не підтвердили основних засад теорії пружного залізобетону, особливо у разі введення високоміцних і легких бетонів і сталі підвищеної і високої міцностей.

2. Розрахунок за руйнівними зусиллями – прогресивніший і виконується за стадією III напружено-деформованого стану згинального елемента.

У основу розрахунку прийнято такі засади:

1) епюру стискальних напружень у бетоні приймають прямокутною. Для бетону у розрахункові формули вводиться межа (границя) міцності на стиск при згині, для арматури – межа текучості сталі. Робота бетону на розтяг не враховується;

2) відмовляємося від гіпотези плоских перерізів;

3) зусилля, яке діє у перерізі елемента, повинно бути не більше від допу-

стимого, яке визначається діленням руйнівного зусилля на загальний коефіцієнт запасу міцності k , тобто

$$M \leq M_p / k ; \quad N \leq N_p / k ; \quad (4.3)$$

Основний недолік методу розрахунку – неможливість врахувати мінливість навантаженого і характеристики міцності матеріалів за одного загального коефіцієнта запасу міцності.

3. Розрахунок за граничними станами залізобетону – конструкція може втратити необхідні експлуатаційні якості за однієї із двох причин:

1) внаслідок вичерпання несучої здатності (руйнування матеріалу у найнапруженіших перерізах, втрата стійкості деяких елементів або всієї конструкції загалом);

2) внаслідок великих деформацій (прогинів, коливань, осадок), а також через утворення тріщин або їх великого розкриття.

Відповідно до зазначених двох причин, які можуть спричинити втрату експлуатаційних якостей конструкцій, встановлені дві групи їхніх розрахункових граничних етапів:

1) за втратою несучої здатності;

2) за непридатністю до нормальної експлуатації.

Під час розрахунку за граничними станами першої групи (див. розд. 1, п.1) – за несучою здатністю – у основу покладена також, як і під час розрахунку за руйнівними зусиллями, Стадія III напружено-деформованого стану.

З врахуванням можливої мінливості навантаження і характеристик міцності матеріалів, розрахункова несуча здатність елемента визначається залежно від системи коефіцієнтів:

1) коефіцієнта надійності за навантаженням γ_f ;

2) коефіцієнта надійності за бетоном (при стиску γ_{bc} , при розтягу γ_{at}) і коефіцієнта надійності арматури γ_s ;

3) коефіцієнта умов роботи бетону γ_{ei} і коефіцієнта умов роботи арматури γ_{si} .

Ступінь мінливості навантажень і характеристик міцності матеріалів встановлюють за статистичними даними значної кількості спостережень за мінливістю навантаження і результатів випробувань міцності зразків матеріалу, на основі яких будують криві розподілу.

На рис. 4.3. показано характер кривих розподілу міцності матеріалу. По осі ординат відкладено частину випадків, пза яких спостерігалась цяміцність, відкладена по осі абсцис.

У найбільшій кількості випадків міцність має деяке середнє значення. Від нього є відхилення як до більшого, так і до меншого, причому чим більше відхилення від середнього значення, тим у меншій кількості випадків воно буває. За характером кривих можна оцінити ступінь (показник) мінливості величин, які розглядаються: якщо крива витягнута вздовж осі ординат (рис.4.3., а),

то величина володіє малою мінливістю, якщо ж крива полого (рис.4.3., *b*), то величина, яку розглядаємо, має велику мінливість.

Нормативні опори бетону встановлюють із врахуванням статичної мінливості міцності і приймаємо такими, що дорівнюють найменшому контролюючому значенню тимчасового опору бетону.

Довірлива ймовірність нормативного опору бетону нормами встановлена не нижче 0,95.

Для визначення статичної мінливості міцності бетону, випробовують на стиск партію із значної кількості стандартних кубів, потім результати випробувань піддають статичному обробленню і визначають середнє значення тимчасового опору стиску

$$\bar{R} = (n_1 R_1 + n_2 R_2 + \dots + n_k R_k) / n ; \quad (4.4)$$

відхилення

$$\Delta_1 = R_1 - \bar{R} ; \Delta_2 = R_2 - \bar{R} ; \dots \Delta_k = R_k - \bar{R} \quad (4.5)$$

середнє квадратичне відхилення, яке називається стандартом

$$\sigma = \sqrt{(n_1 \Delta_1^2 + n_2 \Delta_2^2 + \dots + n_k \Delta_k^2) / (n - 1)} , \quad (4.6)$$

де n_1, n_2, \dots, n_k – кількість стандартних кубів; n – сумарна кількість кубів; R_1, R_2, \dots, R_k – тимчасовий опір кубів.

Середнє значення тимчасового опору бетону стиску \bar{R} нормується. До того ж \bar{R} є кубикова міцність або тимчасовий опір, який відповідає класу бетону за міцністю на осьовий стиск B .

Найменше контролююче значення тимчасового опору розташоване на осі абсцис від середнього значення \bar{R} у бік менших значень на віддалі X^σ (де X^σ – кількість стандартів). Відповідно до з визначення нормативний опір

$$B = \bar{R} - X^\sigma , \quad (4.7)$$

або

$$B = \bar{R} (1 - X^\nu) , \quad (4.8)$$

де $\nu = \sigma / \bar{R}$ – коефіцієнт варіації міцності (коефіцієнт мінливості).

Дослідження показали, що для важких бетонів і бетонів на пористих заповнювачах коефіцієнт варіації $\nu = 0,135$. Ця величина і прийнята у нормах з розрахунку залізобетонних конструкцій.

Якщо прийняти $X=1,64$, а $\nu = 0,135$, досягається нормована забезпеченість (тобто, довірлива ймовірність нормативного опору бетону) не менше 0,95.

Нормована кубикова міцність важкого бетону і бетону на пористих заповнювачах при $X=1,64$ і $\nu = 0,135$, згідно з формулою (2.8), дорівнює $B=0,778R$.

Нормована призмova міцність бетону, згідно з СНіП 02.03.01 – 84 визна-

часться за емпіричною формулою (1.1) $R_{bn} = (0,77-0,001B)B$, але не менше 0,72B.

Коефіцієнт мінливості міцності бетону V і коефіцієнт надійності за бетоном при стиску (γ_{ac}) і розтягу (γ_{at}) наведені у табл. 4.1.

Значення нормованих опорів різних видів бетону, а також розрахунків опори цих бетонів під час розрахунку конструкцій за другою групою граничних станів наведені у табл. 4.2.

Значення розрахункових опорів бетонів (із округленням) залежно від їх класів за міцністю на стиск і розтяг наведені для першої групи граничних станів у табл. 4.3.

Таблиця 4.1 Коефіцієнт мінливості міцності бетону V і коефіцієнт надійності за бетоном при стиску (γ_{ac}) і розтягу (γ_{at})

Бетон	Коефіцієнт мінливості міцності бетону V	Коефіцієнт надійності за бетоном при стиску (γ_{ac}) і розтягу (γ_{at})			
		Під час розрахунку конструкцій за першою групою граничних станів		Під час розрахунку конструкцій за другою групою граничних станів $\gamma_{ac} = \gamma_{at}$	
		γ_{ac}	γ_{at} за призначенням класу бетону за міцністю		
			на осьовий стиск	На осьовий розтяг	
Важкий і на пористих заповнювачах	0,135	1,3	1,5	1,3	1
Комірковий: автоклавний на цементному або змішаному в'язучому	0,18	1,5	2,3	2	1
автоклавний на вапні або безавтоклавний	0,2	1,75	2,5	2,1	1

Таблиця 4.2 Нормативні опори бетону R_{bn} і R_{bm} , і розрахункові опори бетону для граничних станів другої групи $R_{b,ser}$ і $R_{bt,ser}$, МПа, залежно від класу бетону по міцності на стиск

Вид опору	Бетон	Клас бетону за міцністю на стиск								
		B1	B1,5	B2	B2,5	B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5
Стиск осьовий (призмова міцність) R_{bn} і $R_{b,ser}$	Важкий і дрібнозернистий					2,7	3,5	5,5	7,5	9,5
	Легкий				1,9	2,7	3,5	5,5	7,5	9,5
	Комірковий	0,945	1,4	1,9	2,35	3,25	4,6	6,85	9	10,5
Розтяг осьовий R_{bm} і $R_{bt,ser}$	Важкий					0,39	0,55	0,7	0,85	1
	Дрібнозернистий груп: А Б					0,39 0,255	0,55 0,4	0,7 0,6	0,85 0,7	1 0,85
	Легкий при дрібному заповнювачі: Щільному Пористому				0,29 0,29	0,39 0,39	0,55 0,55	0,7 0,7	0,85 0,85	1 1
	Комірковий	0,135	0,215	0,26	0,31	0,41	0,55	0,63	0,89	1

Таблиця 4.2 (продовження)

Вид опору	Бетон	Клас бетону за міцністю на стиск									
		B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Стиск осьовий (призмова міцність) R_{bn} і $R_{b,ser}$	Важкий і дрібнозернистий	11	15	18,5	22	25,5	29	32	36	39,5	43
	Легкий	11	15	18,5	22	25,5	29	-	-	-	-
	Комірковий	11,5	-	-	--	-	-	-	-	-	-
Розтяг осьовий R_{bm} і $R_{bt,ser}$	Важкий	1,15	1,4	1,6	1,8	1,95	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5
	Дрібнозернистий груп: А Б В										
		1,15	1,4	1,6	1,8	1,95	2,1	-	-	-	-
		0,95	1,15	1,35	1,5	-	-	-	-	-	-
		1,15	1,4	1,6	1,8	1,95	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5
	Легкий при дрібному заповнювачі: Щільному Пористому										
		1,15 1,1	1,4 1,2	1,6 1,35	1,8 1,5	1,95 1,65	2,1 1,8	- -	- -	- -	- -
	Комірковий	1,05	-	-	-	-	--	-	-	-	-

Таблиця 4.3 Розрахункові опори бетону для граничних станів першої групи R_b і R_{bt} , МПа, залежно від класу бетону за міцністю на стиск

Вид опору	Бетон	Клас бетону по міцності на стиск								
		B1	B1,5	B2	B2,5	B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5
Стиск осьовий (призмova міцність) R_b	Важкий і дрібно-зернистий					2,05	2,8	4,5	6	7,5
	Легкий				1,45	2,05	2,8	4,5	6	7,5
	Комірковий	0,63	0,95	1,25	1,55	2,15	3,05	4,5	6	7
Розтяг осьовий R_{bt}	Важкий					0,26	0,37	0,48	0,57	0,66
	Дрібнозернистий груп: А Б В					0,26 0,175 -	0,37 0,27 -	0,48 0,4 -	0,57 0,45 -	0,66 0,565 -
	Легкий при дрібному заповнювачі: Щільному Пористому				0,195 0,195	0,26 0,26	0,37 0,37	0,48 0,48	0,57 0,57	0,66 0,66
	Комірковий	0,06	0,095	0,115	0,135	0,18	0,44	0,275	0,38	0,435

Таблиця 4.2 (продовження)

Вид опору	Бетон	Клас бетону по міцності на стиск									
		B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Стиск осьовий (призмova міцність) R_b	Важкий і дрібно-зернистий	8,5	11,5	14,5	17	19,5	22	25	27,5	30	33
	Легкий	8,5	11,5	14,5	17	19	22	-	-	-	-
	Комірковий	7,65	-	-	--	-	-	-	-	-	-
Розтяг осьовий R_{bt}	Важкий	0,75	0,9	1,05	1,2	1,3	1,4	1,45	1,55	1,6	1,65
	Дрібнозернистий груп: А Б В										
		0,75	0,9	1,05	1,2	1,3	1,4	-	-	-	-
		0,635	0,765	0,9	1	-	-	-	-	-	-
		0,75	0,9	1,05	1,2	1,3	1,4	1,45	1,55	1,6	1,65
	Легкий при дрібному заповнювачі: Щільному Пористому										
		0,75 0,735	0,9 0,806	1,05 0,9	1,2 1	1,3 1	1,4 1,2	- -	- -	- -	- -
	Комірковий	0,455	-	-	-	-	--	-	-	-	-

Значення R_{bn} і R_{bm} обчислені за формулами (4.1) – (4.3) і наведені у табл. 4.2 округленими.

Для коміркових бетонів, підданих автоклавному обробленню, на цементному або змішаному в'язучому, значення R_{bn} домножують на 1,25, а R_{bm} – на 1,15; ці самі бетони на вап'яному в'язучому і безавтоплавних значеннях R_{bm}

множать на 0,9.

Для важких дрібнозернистих бетонів природного твердіння або підданих тепловому обробленню за атмосферного тиску, на піску з модулем крупності менше 2,1, значення $R_{bл}$ множать на 0,8.

Для легких бетонів на дрібному пористому заповнювачі класів В20 і вище значення $R_{bл}$ множать на 0,85.

Вказані вище множники під час визначення нормативних опорів бетону R_{bn} і $R_{bл}$ для коміркових, легких і важких дрібнозернистих бетонів, використовують також під час визначення розрахункових опорів R_b і R_{bl} тих самих бетонів.

Розрахункові опори бетону для першої групи граничних станів знижуються (а в окремих випадках підвищуються) множенням на відповідні коефіцієнти умов роботи бетону γ_{ei} .

Цей коефіцієнт враховує особливості властивостей бетонів, довготривалість навантаження і її багаторазове повторення, умови, особливості і стадію роботи конструкції, спосіб її виготовлення, розміри перерізів тощо. (табл. 4.4).

Розрахункові опори, наведені у табл. 4.2. і 4.3, визначені з врахуванням коефіцієнтів умов роботи γ_{ei} , які враховують особливості бетонів під час визначення R_b високоміцного бетону класів В50, В55, В60 коефіцієнт γ_{ei} прийнятий таким, що дорівнює відповідно 0,95, 0,925 і 0,9.

Значення початкових модулів пружності E_B звичайного важкого, легкого і коміркового бетонів при стиску і розтягу визначають як відношення нормальних напружень $\sigma = 0,2 R_{bл}$ до відповідних деформацій бетону. Величина E_B для важкого бетону залежить від класу бетону, виду заповнювачів і особливості теплового оброблення, а для легких і коміркових бетонів – від класу бетону, його щільності, виду в'язучих і особливості теплового оброблення.

Початковий модуль пружності для звичайного важкого бетону визначається за емпіричною формулою (1.4)

$$E_B = (4900B) / (14 + B),$$

де B – клас бетону за міцністю на стиск.

Значення E_B , обчислені за формулою (4.18) із заокругленням, наведені у табл. 4.5.

Для важких дрібнозернистих бетонів природного твердіння значення E_b множать на 0,7.

Для важких, зокрема і дрібнозернистих бетонів, підданих тепловому обробленню за атмосферного тиску і автоплавного оброблення, значення E_b множать відповідно на 0,9 і 0,75.

Для легких бетонів значення E_b множать на коефіцієнт $\alpha = 0,9(D/2400) - 0,003B$ (де D – щільність бетону). Для коміркових бетонів значення E_b множать на коефіцієнт $\alpha = 0,35 + 0,017B$, а для коміркових бетонів, підданих автоклавно-му обробленню, на вап'яному в'язучому і безавтоклавні, окрім того на 0,8.

Нормативні опори арматури R_{sn} приймають такими, що дорівнюють гара-

нтованим із забезпеченістю не менше 0,95 контрольованим значенням: для стрижневої арматури – межі текучості (фізичного або умовного), що дорівнює величині напружень, які відповідають залишковому відносному видовженню 0,2%; для арматури із дротів – 0,75 тимчасового опору розриву.

Значення нормативних опорів R_{sn} приймають відповідно до державних стандартів або технічних умов на арматурі сталі.

Розрахунковий опір арматури R_{sn} одержують діленням значення нормативного опору на коефіцієнт надійності за арматурою γ_s , який вибирають залежно від класу сталі і групи граничних станів (табл. 4.6).

У табл. 4.7. наведені нормативні опори R_{sn} і розрахункові опори для другої групи граничних станів $R_{s,red}$ залежно від різних видів і класів арматури, а в табл.4.8. – розрахункові опори арматури R_s для першої групи граничних станів.

Таблиця 4.4 Коефіцієнти умов роботи бетону γ_{ei}

Фактори, які зумовлюють введення коефіцієнтів умов роботи:	Коефіцієнт умов роботи бетону γ_{ei}
Тривалість дії навантаження:	
а) під час врахування постійних, тривалих і короточасних навантажень, сумарна тривалість дії яких за період експлуатації мала (за відсутності факторів, що сприяють зростанню міцності бетону)	0,9
б) під час врахування поєднання короточасних навантажень, сумарна тривалість дії яких мала, або особливих навантажень	1,1
Попередній тиск конструкції:	
а) зі стрижневою арматурою	1,2
б) з дротяною арматурою	1,1
Бетонні конструкції	0,9
Високоміцні бетони класів:	
B50	0,95
B55	0,925
B60	0,9

Наведені у табл.4.8. розрахункові опори поперечної арматури (хомутів і відгинів) під час розрахунку на поперечну силу R_{sw} знижені множенням на коефіцієнт умов роботи $\gamma_s = 0,8$, який враховує нерівномірність розподілу напружень у арматурі по довжині похилого перерізу з тріщиною.

Розрахунковий опір арматури стиску R_{sc} , використовуються під час розрахунку конструкцій за першою групою граничних станів, його приймають та-

ким, що дорівнює відповідному опору арматури розтягу R_s . Але для сталей підвищеної міцності вибирають R_s , враховуючи умову граничної стисливості бетону.

Таблиця 4.5 Початкові модулі пружності бетону при стиску і розтягу $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа, залежно від класу бетону за міцністю на стиск B

Бетон	Клас бетону за міцністю на стиск								
	B1	B1,5	B2	B2,5	B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Важкий: природного твердіння					9,5	13	16	18	21
Після теплового оброблення за атмосферного тиску				-	8,5	11,5	14,5	16	19
Після автоклавного оброблення	-	-	-	-	7	9,75	12	13,5	16
Дрібнозернистий груп: А – природного твердіння					7	10	13,5	15,5	17,5
Після теплової обробки при атмосферному тиску					6,5	9	12,5	14	15,5
Б – природного твердіння					6,5	9	12,5	14	15,5
Після теплового оброблення за атмосферного тиску					5,5	8	11,5	13	14,5
В – після автоклавного оброблення									
Легкий і пористий залежно від щільності бетону:									
Д800			3,1	3,5	3,9	4,6	5,6	6,3	-
Д1000			4,15	4,5	4,9	5,5	6,5	7,2	8,1
Д1200					6,1	6,8	7,9	8,8	9,4
Д1400					7,25	8,2	9,5	10,5	11
Д1600						9,35	10,7	11,6	12,3
Д1800					8	9,6	12	13	14
Д2200					8,5	11	15	16	17
Комірчастий: автоклавний	1,15	1,65	2	2,5	3,5	5	7,35	9,8	10,5
неавтоклавний	0,98	1,3	1,65	2	2,8	4	5,8	7,35	8,8

Таблиця 4.5 (продовження)

	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Важкий: природного твердіння	23	27	30	32,5	34,5	36	37,5	39	39,5	40
Після теплового оброблення за атмосферного тиску	20,5	24	27	29	31	32,5	34	35	35,5	36
Після автоклавного оброблення	17	20	22,5	24,5	26	27	28	29	29,5	30
Дрібнозернистий груп: А-природного твердіння	19,5	22	24	26	27,5	28,5	-	-	-	-
Після теплового оброблення за атмосферного тиску	17	20	21,5	23	24	24,5	-	-	-	-
Б-природного твердіння	17	20	21,5	23	-	-	-	-	-	-
Після теплового оброблення за атмосферного тиску	15,5	17,5	19	20,5	-	-	-	-	-	-
В - автоклавного твердіння	16,5	18	19,5	21	22	23	23,5	24	24,5	25
Легкий і пористий залежно від щільності бетону:										
Д800	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Д1000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Д1200	10,	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Д1400	11,5	12,5	13,5	14,5	-	-	-	-	-	-
Д1600	13,2	14,7	16	17	17,9	-	-	-	-	-
Д1800	15	16,5	18	19	20	20,5	-	-	-	-
Д2200	18	20	22	23	24	24,5	-	-	-	-
Комірчастий: автоклавний	11	-	-	-	-	-	-	-	-	-
неавтоклавний	9,3	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Таблиця 4.6 Значення коефіцієнта надійності за арматурою ν_s

Вид і клас сталі	Коефіцієнт надійності за арматурою ν_s під час розрахунку конструкцій за групою граничного стану	
	першою	другою
Стрижнева арматура класів:		
A-I, A-II	1,5	1
A-III, d 6-8мм	1,1	1
A-III, d 10-40мм	1,07	1
A-III, з контролем видовження і напруги	1,1	1
Тільки видовження	1,2	1
A-IV, A-V	1,15	1
A-VI	1,2	1
Дротяна арматура класів:		
Bp-I	1,1	1
B-II і Bp-II	1,2	1
K-7 і K-19	1,2	1

Якщо прийняти $\varepsilon_s^{zp} = 2 \cdot 10^{-3}$, а модуль пружності сталі $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа, то найбільше значення R_{st} , яке буде досягнуто у арматурі перед руйнуванням бетону, можна одержати, привівнявши деформацію бетону і арматури:

$$R = E_s \varepsilon_s = E_s \varepsilon_s^{zp} = 2 \cdot 10^5 \cdot 2 \cdot 10^{-3} = 400 \text{ МПа} . \quad (4.9)$$

Отже, розрахунковий опір арматури стиску для конструкцій із важкого і дрібнозернистого бетону приймають таким, що дорівнює розрахунковому опору розтягу, але не більше 390 МПа, для конструкцій із коміркового бетону – 360 МПа.

За умови, які допомагають підвищенню граничної стисливості бетону ε_s^{zp} , максимальна межу опору можна підвищити.

За відсутності значення арматури з бетоном розрахункові опори R_{sc} приймають такими, що дорівнюють нулю.

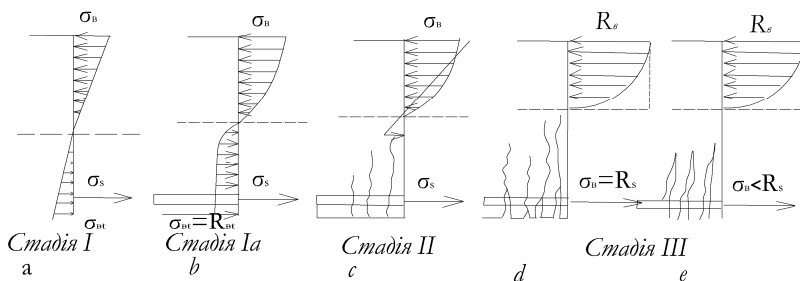


Рис. 4.1. Стадії напруженого стану при згині

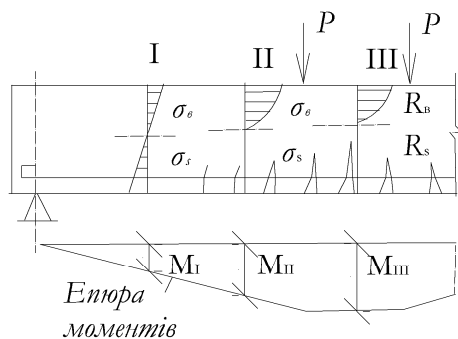


Рис. 4.2. Стадії напруженого стану при згині

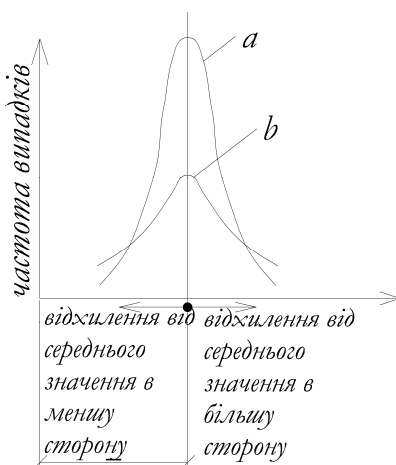


Рис. 4.3. Криві розподілення: *a* - величина з малою змінною; *b* - величина з великою змінною

Таблиця 4.7 Нормативні опори арматури R_{sn} і розрахункові опори для другої групи граничних станів $R_{s,ser}$

Вид і клас сталі	Нормативні R_{sn} і розрахункові $R_{s,ser}$ опори розтягу, МПа
Гарячекатана кругла класу А-I	235
Гарячекатана періодичного профілю класів:	
А-II	295
А-III	390
А-IIIв	540
А-IV	590
А-V	785
А-VI	980
Дротяна арматура періодичного профілю класу Вр-I, d , мм:	
3	410
4	405
5	395
Дротяна високоміцна кругла класів В-II, d , мм:	
3	1490
4	1410
5	1330
6	1250
7	1180
8	1100
Дротяна арматура періодичного профілю класу Вр-II, d , мм:	
3	1460
4	1370
5	1250
6	1180
7	1100
8	1020
Семидротяні арматурні пасма класу П-7, d , мм:	
4,5	1500
6	1450
7,5	1400
9	1370
12	1330
15	1290
Дев'ятнадцятидротяні арматурні пасма класу П-19, $d=14$ мм	1410

Таблиця 4.8 Розрахункові опори арматури R_s для першої групи гран. станів

Вид і клас сталі	Розрахункові опори арматури R_s для першої групи граничних станів, МПа		
	розтягненої		Стисненої R_{sc}
	Поздовжньої, поперечної (хомутів і відгинів) під час розрахунку на згин за похилим перерізом R_s	Поперечної (хомутів і відгинів) під час розрахунку на поперечну силу R_{sw}	
Гарячекатана кругла класу А-I	225	175	225
Гарчекатана періодичного профілю класів:			
А-II	280	225	280
А-III, $d=6\ldots 8$ мм	355	285*	355
А-III, $d=10\ldots 40$ мм	365	290*	365
А-IIIв, з контролем видовження і напруження	490	390	390
Те саме, тільки видовження	450	360	390
А-IV	510	405	390
А-V	680	545	390
А-VI	815	650	390
Дротяна арматура періодичного профілю класу Вр-I, d , мм:			
3	375	270, 300**	375
4	370	265, 296**	365
5	360	260, 290**	360
Дротяна високоміцна кругла класів В-II, d , мм:			
3			
4	1240	990	390
5	1180	940	390
6	1100	890	390
7	1050	835	390
8	980	785	390
Те саме, періодичного профілю класу Вр-II, d , мм:	915	730	390
3			
4	1200	970	390
5	1140	910	390
6	1050	835	390
7	980	785	390
8	915	735	390
	850	679	390

Питання для самоперевірки

1. Назвіть основні методи розрахунку залізобетонних конструкцій.
2. Опишіть стадії напружено-деформованого стану залізобетонної балки при згині.
3. Назвіть систему коефіцієнтів, які визначають розрахункову несучу здатність елемента.
4. Які значення нормативних опорів бетону?
5. Які значення нормативних опорів бетону для розрахунків за першою групою граничних етапів?
6. Які значення нормативних опорів бетону для розрахунків за другою групою граничних етапів?
7. Яка залежність початкового модуля пружності бетону від його щільності (густини).
8. Як визначають нормативний опір арматури R_s ?
9. Як визначають розрахунковий опір арматури $R_{s\sigma}$?

ТЕМА 5. ЗГИНАЛЬНІ ЕЛЕМЕНТИ

Лекція №7, №8

5.1 Конструктивні особливості згинальних елементів

До згинальних елементів належать плити (панелі) і балки. Плитами (рис.5.1) називають залізобетонні елементи, у яких один розмір (товщина h_f) значно менший від двох інших (прольоту l_f) і ширини поперечного перерізу b_f .

Плити бувають суцільними (рис.5.1,а), пустотілими, ребристими (рис. 5.1,б), із важкого, легкого, пористого бетону; за кількістю прольотів – одно- і багатопрольотні; за способом виготовлення – збірні, монолітні і збірно-монолітні.

Поряд зі збірними плитами порівняно невеликих розмірів, широко застосовують плити значних розмірів, так звані великопанельні, просто панелі. Наприклад, для покриття промислових будівель за прогінної системи використовують плити завдовжки не більше 3 м, за безпрогінної – плити 1,5 x 6,3 x 6 м а при попередньо напружених конструкціях значно більших розмірів (12, 18 і 24 м).

Товщини монолітних залізобетонних плоских плит приймають, зазвичай, кратними 1см і можуть становити 4 – 10см. Для покриття мінімальну товщину монолітних залізобетонних плит приймають – 40 мм; для міжповерхового перекриття житлових і цивільних будівель – 50 мм; для міжповерхового перекриття виробничих будівель – 60 мм; для плит із легкого бетону класів В 7,5 і нижче у всіх випадках – 70 мм.

Полички (плити) збірних ребристих панелей мають значно меншу товщину (25 – 40 мм). Плити армують переважно зварними сітками. Стрижні, які розташовані вздовж прольоту плити називаються робочими, а стрижні перпендикулярно – розподільчими (монтажними). Робочі стрижні сприймають розтягувальні зусилля, які виникають у перерізі плити при її згині під навантаженням. Розподільчі стрижні забезпечують правильне положення робочих стрижнів під час бетонування, сприймають зусилля, які розрахунком не враховані, від усадки бетону і зміни температури, а при дії місцевих навантажень розподіляють їх по великій площі плити. У деяких випадках (коли плита працює на згин у двох напрямках) плити армують сітками, які мають робочі стрижні у обох напрямках.

Робоча арматура повинна бути розташована ближче до розтягнутої грані плити, як розподільча, за умови збереження мінімально допустимої товщини захисного шару бетону.

Стрижні робочої арматури, зазвичай, мають діаметр 3 – 10мм (у товстих плитах 12 – 16 мм) і розташовуються за шириною плити кроком 100 - 200 мм. Розподільчі стрижні мають дещо менший діаметр і крок 250 – 300 мм, при тому площа їх перерізу повинна становити не менше 10% від площі перерізу робочих стрижнів.

Частина стрижнів робочої арматури може закінчуватися у прольоті

(рис.5.2,*a*, варіант 2), однак до опори повинно бути доведено не менше трьох стрижнів на 1 мм (крок не більше 35 см), а площа їх перерізу повинна бути не менше 1/5 загальної площі робочих стрижнів. У плитах, армованих зварними сітками, всю поздовжню арматуру доводять до опори.

Форма робочих стрижнів зв'язаних сіток у плані, яка забезпечує потрібне по епюрі згинальних моментів розташування арматури, може бути різною. Найрозповсюдженіші рішення показані на рис.5.2,*b,c*. Стрижні різної форми, зазвичай, розташовують через один за шириною плити з однаковим кроком.

Потрібне за епюрою моментів розташування робочої арматури (стрижнів) у нерозрізаних плитах, армованих зварними рулонними сітками, досягається плавним переводом сіток із нижньої зони плити у прольоти у верхню зону на опорах (рис.5.2, *d*) або ж вкладанням роздільних сіток: в прольотах знизу, а на опорах – зверху (рис.5.2,*e*) для сприйняття від'ємних опорних згинальних моментів.

Щоб створити достатнє анкерування робочих стрижнів, на крайніх вільних опорах стрижні в'язаних сіток забезпечують по кінцях крюками, а зварні сітки розташовують так, щоб за грань опори заходив хоч один поперечний стрижень (рис.5.2, *f*). Якщо за грань опори поперечний стрижень не заходить, тоді необхідно приварити додатковий поперечний стрижень (рис.5.2,*g*), або на кінцях робочих стрижнів загнути гаки (рис. 5.2,*h*), лапки петлі.

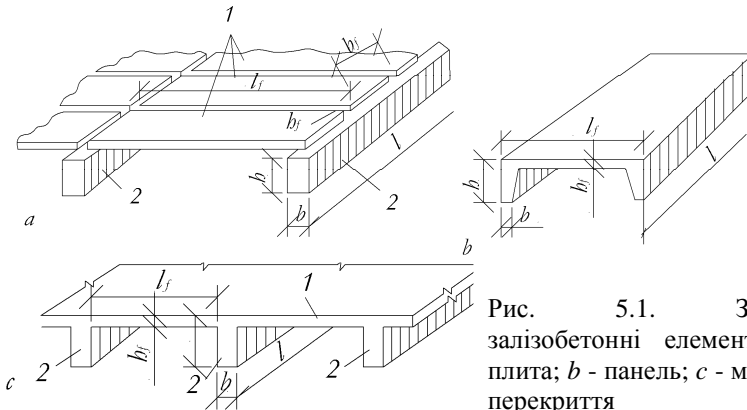
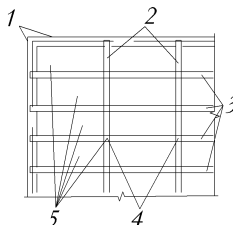


Рис. 5.1. Згинальні залізобетонні елементи: *a* - плита; *b* - панель; *c* - монолітне перекриття



ис. 5.3. Схема ребристого перекриття
1-стіни, 2-головні балки (ригелі) 3-другорядні балки, 4-колони, 5-плити

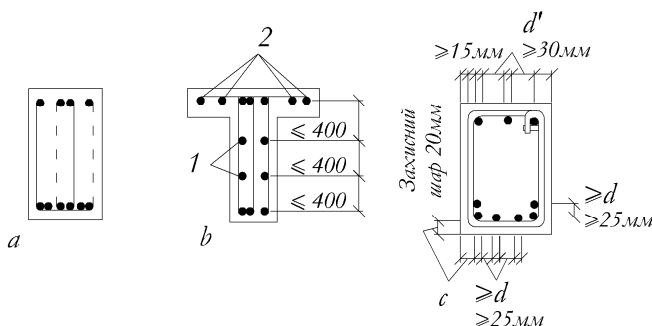


Рис. 5.5. Поперечний переріз балок, армованими зварними та в'язаними каркасами: *a* - чотирьохвіткові хомути в'язаних каркасів; *b* - армування балок таврового перерізу; *c* - відстань в світлі між поздовжніми стержнями; 1 - арматура 10-12мм по боках граней балок; 2 - поздовжні стержні зварної сітки для армування полочки таврового перерізу

Плити є простими згинальними залізобетонними елементами і у поєднанні з балками утворюють конструкції перекриття, покриття та інші більш складніші елементи споруд.

Балки слугують опорами для плит і є основою перекриття. Система балок, що пересікаються, називається балкова клітка (рис. 5.3).

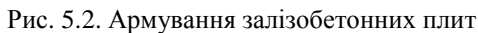
Балки на відміну від плит мають значну довжину і невеликі поперечні розміри, тому їх називають лінійними конструкціями.

Переріз балок буває прямокутним, тавровим, двотавровим, трапецієподібним, пустотними тощо. (рис. 5.4, *a*). Найрозповсюдженішими є прямокутні і таврові перерізи.

Висоту балок h (у разі висоти до 50-60 см) приймають, зазвичай, кратною 5 см, а за великої висоти – 10 см. Ширина балок становить $(0.25-0.5) h$. Щоб зменшити вагу, часто назначають меншу ширину збірних балок, визначену тільки умовами розміщення поздовжньої арматури.

Робоча розтягнута арматура балок розташована у розтягнутій зоні відповідно до епюри згинальних моментів, але у багатопролітних балках ця відповідність можна здійснити лише частково, тому що за конструктивними міркуваннями частину розтягнутих стрижнів доводять до опор, і вони, заходячи у зону від'ємних моментів, встановлюються на цих ділянках стиснутою арматурою, оскільки попадають у стиснуту зону балок. Окрім поздовжньої робочої розтягнутої арматури у балках будь-коли є поперечна арматура у вигляді хомутів або армування окремими стрижнями (рис 5.4, *b*), або у вигляді вертикальних (поперечних) стрижнів під час армування зварними каркасами (рис. 5.4, *c*). Поперечний переріз балок, армованих окремими стрижнями, показано на рис. 5.4, *d*, *e*, а зварними каркасами на рис. 5.4, *f*, *g*.

Поперечні вертикальні стрижні або хомути зв'язують між собою розтягуювальні і стиснену зону згинального елемента конструкції і сприймають сколювальні і головні розтягнуті напруження.



Щоб зменшити масу збірних плит, їх виконують з пустотами або у вигляді ребристих панелей, які спираються своїми несучими бортовими ребрами безпосередньо на головні балки, які виготовляють двотавровими, прямокутними

ми і тавровими.

Особливість армування збірних згинальних елементів не відрізняється від армування відповідних монолітних.

Спряження збірних елементів між собою здійснюється спеціальними передбаченими стиковими пристроями, на зварюванні або замоноличеним бетоном спеціальних випусків арматури.

Площа перерізу повздовжньої і поперечної арматури визначається розрахунком, однак під час призначення діаметрів арматурних стрижнів бажано керуватися також конструктивними міркуваннями.

Повздовжню робочу арматуру балок потрібно приймати діаметром не менше 10 і не більше 40 мм. Діаметр хомутив в'язаних каркасів приймають не менше 6 мм за висоти перерізу балки до 800 мм і не менше 8 мм за більшої висоти. Монтажна повздовжня арматура повинна бути діаметром 10–12 мм.

За ширини балки більше 350 мм пропонує приймати чотиригілкові хомути (відкриті або замкнені), які утворюють із двох двогілкових хомутив, встановлених у одній площині (рис.5.5, *a*).

За висоти перерізу балок 700 мм біля кожної бокової грані пропонується встановлювати через кожні 400 мм за висотою перерізу повздовжні стрижні діаметром 10–12 мм (рис. 5.5,*b*). Сумарна площа перерізу цих стрижнів повинна становити не менше 0,1% від площі поперечного перерізу ребра балки.

У збірних балках таврового перерізу поряд зі зварними каркасами у ребрах для армування полицки використовують сітки (рис. 5.5, *b*).

5.2 Розрахунок міцності згинальних елементів за нормальними перерізами

Дослідами встановлено, що гранично рівноважний стан балки за несучою здатністю характеризується руйнуванням у перерізі, нормальному до осі елемента, або у нахиленому перерізі (рис. 5.6).

Руйнування за нормальним перерізом зумовлене дією згинального моменту, а за нахиленим перерізом – діями поперечних сил і, рідше, моментів.

У залізобетонних нормально армованих згинальних елементах руйнування починається з розтягнутої арматури. У так званих переармованих балках руйнування може початися зі стиснутого бетону; до того ж напруження у розтягнутій арматурі буде нижче від граничного, що економічно невигідно.

Відповідно розрізняють схеми руйнування:

а) коли розрахунок здійснюють у припущенні, що першопричиною вичерпання міцності елемента буде досягнення у розтягнутій арматурі розрахункових опорів R_s ;

б) коли міцність елемента вичерпується внаслідок руйнування стиснутої зони бетону раніше, як напруження у розтягнутій арматурі досягнутого розрахункового опору;

Отже, під час розрахунку на міцність згинальний момент від зовнішнього навантаження повинен бути менший від несучої здатності перерізу;

$$M \leq M_{\text{пер.}} \quad (5.1)$$

Для визначення внутрішніх зусиль, наприклад $M_{\text{пер.}}$, приймають метод перерізів. Умовно розрізаємо елемент на дві частини, одну з них (зазвичай праву) відкидаємо, а для збереження рівноваги замітимо дію відкинutoї частини внутрішніми зусиллями. Отже, одержимо розрахункову схему, запишемо три умови рівноваги: для суми моментів всіх внутрішніх зусиль щодо якої-небудь характерної точки і для суми проєкцій зусиль на повздовжню вісь X і на поперечну вертикальну вісь Y :

$$\sum M=0; \quad \sum X=0; \quad \sum Y=0. \quad (5.2)$$

Розв'язуючи рівняння рівноваги, визначають внутрішні зусилля, будують епюри і виводять розрахункові формули. Правило знаків, напрямів зусиль і видів деформацій такі: для лівої відрізаної частини і для цілого елемента зовнішні сили, внутрішні зусилля і деформації, спрямовані догори праворуч за годинниковою стрілкою, мають знак плюс, а спрямовані у низ ліворуч і проти годинникової стрілки – мінус.

Для правої частини знаки протилежні попередньому.

Отже, розтягуючи зовнішні сили, внутрішні зусилля і деформації наспрямовані в бік від елемента або від його відрізаної частини, а стискаючи – до елемента або до його відрізаної частини.

1.Переріз будь - якої симетричної форми. Несуча здатність згинальних елементів у граничному стані можна визначити із формул (5.1) – (5.2).

Виведемо розрахункові формули для елементів з перерізом будь-якої форми, симетричної щодо вертикальної осі (рис.5.7), враховуючи з умови рівноваги у граничному стані.

Арматура S у розтягнутій зоні має площу перерізу A_s , арматура S' у стиснутій зоні – площу перерізу A'_s .

У граничному стані напруження у бетоні стиснутої зони буде R_b , у розтягнутій арматурі R_s , у стиснутій арматурі $R_{s'}$.

Введемо такі позначення:

h – висота перерізу;

a – віддаль від розтягнутого краю перерізу до центра ваги площі розтягнутої арматури;

$h_0 = h - a$ – робоча висота перерізу;

a' – віддаль від стиснутого краю перерізу до центра ваги площі стиснутої арматури S ;

x – висота стиснутої зони бетону;

$A_{b,c}$ – площа стиснутої зони бетону;

V – віддаль від стиснутого краю перерізу до нейтральної осі;

Z_b – віддаль від центра ваги площі стиснутої зони бетону до центра ваги площі всієї розтягнутої арматури, так зване плече внутрішньої пари зусиль.

Згідно з рис.5.7., рівнодійна стискальних зусиль у бетоні

$$N_b = N_b N_b. \quad (5.3)$$

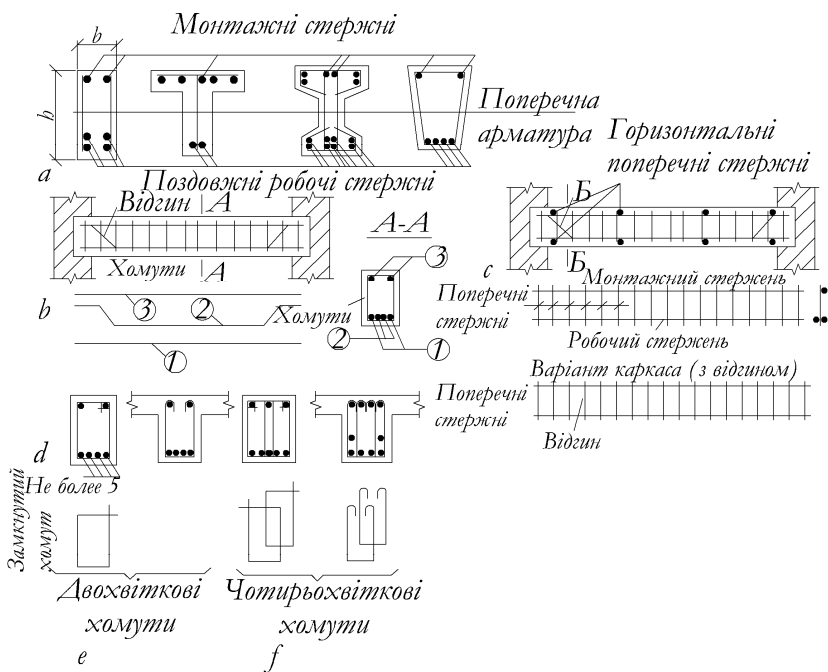


Рис. 5.4. Армування залізобетонних балок

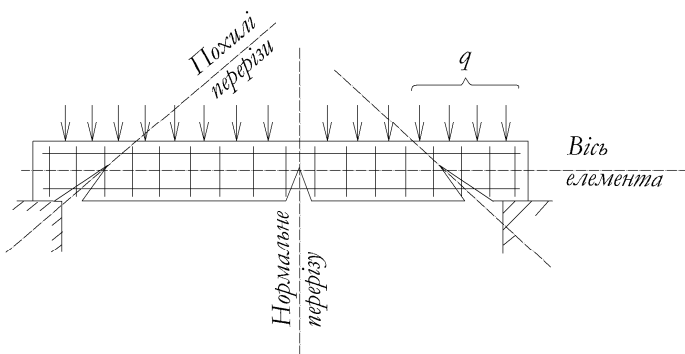


Рис. 5.6. Руйнування балки по нормальному і похилому перерізу

Рівнодійна зусиль у стисненій арматурі S'

$$N_s' = R_b A_s' . \quad (5.4)$$

Рівнодійна зусиль у розтягнутій арматурі

$$N_s = R_s A_s . \quad (5.5)$$

Запишемо суму моментів всіх внутрішніх сил щодо точки прикладання рівнодійної зусиль у розтягнутій арматурі і, згідно з рівнянням рівноваги (5.2), прирівняємо її до нуля:

$$M - N_b \cdot Z_b - N_s' (h_0 - a') ,$$

або, використовуючи формули (5.3) – (5.5):

$$M = R_b A_{b.c} Z_b + R_{s.c} A_s' (h_0 - a') = 0 .$$

Звідси одержимо умову міцності поперечного перерізу при згині у момент руйнування: максимальний розрахунковий згинальний момент M не повинен перевищувати алгебраїчної суми моментів внутрішніх розрахункових зусиль у стисненому бетоні і стисненій арматурі щодо центра ваги розтягнутої арматури

$$M \leq R_b A_{b.c} Z_b + R_{s.c} A_s' (h_0 - a') . \quad (5.7)$$

Добуток площі на віддалі від її центра ваги до моментної точки являє собою статичний момент площі. Тому позначивши

$$A_{b.c} Z_b = S'_{bo} ; \quad A_s' (h_0 - a') = S'_{so} . \quad (5.8)$$

одержимо

$$M \leq R_b S'_{bo} + R_{s.c} S'_{so} \quad (5.9)$$

Для перерізу з одиничною арматурою $A_s' = 0$; тому

$$M \leq R_b \cdot S'_{bo} \quad (5.10)$$

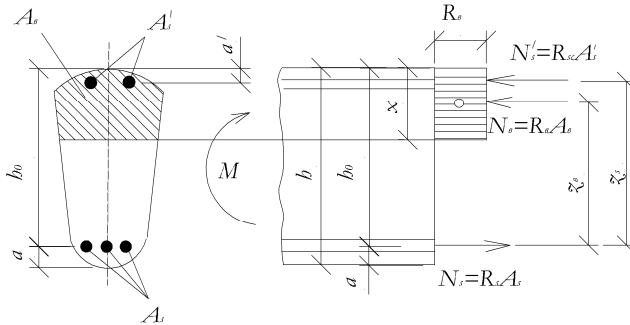


Рис.5.7. До розрахункового згинаного елемента різної симетричної форми

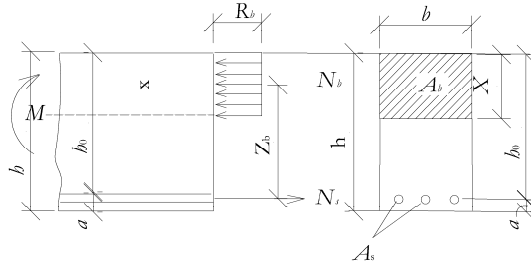


Рис.5.8. Для розрахунку перерізу згинального елемента прямокутного форми з подвійною арматурою

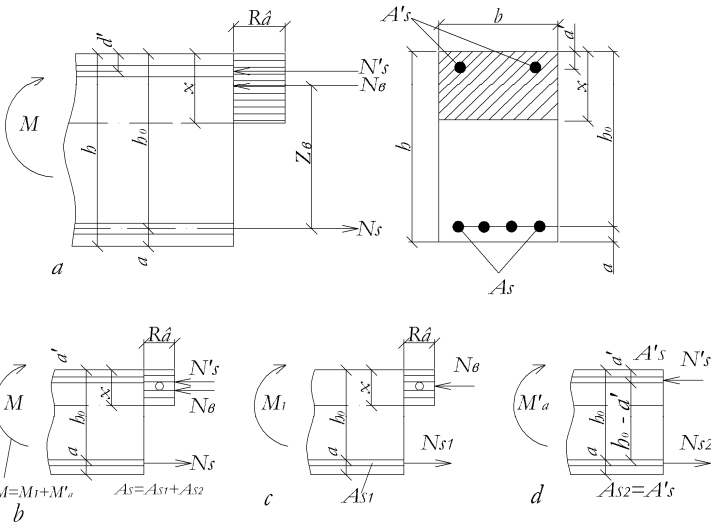


Рис.5.9. Для розрахунку перерізу згинального елемента прямокутного форми з подвійною арматурою

За формулами (5.7), (5.9) або (5.10) розраховують поперечні перерізи згинальних елементів будь-якої симетричної форми з подвійним або одинарним армуванням. Якщо умови (5.7), (5.9) або (5.10) дотримуються, міцність перерізу достатня.

Запишемо тепер суму проекцій всіх внутрішніх сил на повздовжню вісь елемента (див. рис. 5.7), тобто $\sum x = 0$:

$$R_s A_s - R_{s,c} A'_s - R_b A_{b,c} = 0. \quad (5.11)$$

звідси

$$R_s A_s - R_{s,c} A'_s = R_b A_{b,c}. \quad (5.12)$$

У перерізах з одинарною арматурою $R_{s,c} A'_s = 0$, тому

$$R_s A_s = R_b A_{b,c} \quad (5.13)$$

За формулою (5.12) визначають положення нейтральної осі і площу стисненої зони бетону.

Формули (5.8) і (5.12) справедливі, якщо переріз не переармовано і його руйнування починається за досягнення розрахункових напружень у розтягнутій арматурі.

Зі збільшенням кількості розтягнутої арматури, як зрозуміло із рівняння (3.13), площа стисненої зони бетону $A_{b,c}$ і, також, висота стиснутої зони x збільшуються.

Відношення висоти стисненої зони x до робочої h_0 називають відносною висотою стиснутої зони бетону, $x/h_0 = \xi$.

Очевидно, існує граничне значення ξ (і відповідне йому граничне армування), у разі перевищення якого руйнування елемента буде починатися вже не з розтягнутої арматури, а зі стисненої грані бетону.

Отже, розрахунок елементів за формулами (5.10) і (5.13), виконується, якщо

$$\xi = x/h_0 \leq \xi_y. \quad (5.14)$$

Досліди засвідчили, що ξ_y залежить від властивостей бетону і арматури. Із-за меншої пластичності бетону високих марок із збільшенням його міцності спостерігається раннє крихке руйнування стисненої зони бетону, що зумовлює зменшення ξ_y . Із збільшенням міцності арматури ξ_y також зменшується.

При $\xi = \xi_y$ граничний стан елемента настає одночасно з досягненням у розтягнутій арматурі напруження, що дорівнює опору R_s , з урахуванням відповідних коефіцієнтів умов роботи арматури, за винятком, коефіцієнта γ_{sb} .

Значення ξ_y визначаємо за емпіричною формулою

$$\xi_y = \omega / [1 + (\delta_{s1} / \delta_{s2}) (1 - \omega / 1.1)], \quad (5.15)$$

де ω - характеристика стисненої зони бетону, яку визначаємо за формулою

$$\omega = \alpha - \beta R_b, \quad (5.16)$$

де α - коефіцієнт, для важкого бетону, приймаємо таким, що дорівнює 0,85; дрібнозернистого - групи А - 0,8; групи Б, В - 0,75; легкого коміркового і пористого - 0,8; для важкого і легкого бетону, підданих авто плавному обробленню, коефіцієнт α знижується на 0,05; β - коефіцієнт, прийнятий таким, що дорівнює 0,008 незалежно від виду бетону; R_b - МПа; δ_{s1} - напруження у арматурі, МПа; приймаємо такими, що дорівнюють арматури класів: А - I - А - III, В_p - I - R_s; А - IV - А - IV, В - II, В_p - II, К - 7, К - 19 R_s + 400, тут - розрахунковий опір арматури розтягу із врахуванням відповідних коефіцієнтів умов

роботи арматури γ_s за винятком коефіцієнта γ_{s6} ; граничне напруження у арматурі стиснутої зони, яке приймаємо при δ_{s2} таким, що дорівнює 400 МПа, а для елементів із важкого дрібнозернистого, легкого і пористого бетонів. Якщо враховується коефіцієнт умов роботи $\gamma_{b2} < 1$, таким, що дорівнює 500 МПа.

2. Прямокутний переріз з одиничною арматурою. Для прямокутних перерізів завширшки b (рис. 5.8) площа стисненої зони бетону

$$A_{bc} = bxI. \quad (5.17)$$

Рівнодійна стискувальних зусиль у бетоні $N_b = R_b \cdot b \cdot x$; рівнодійна розтягувальних зусиль у арматурі буде $N_b = R_b \cdot A_b$.

Рівнодійна стискувальних зусиль у бетоні прикладена у центрі ваги прямокутної епюри напружень. Тому плече внутрішньої пари

$$Z_b = h_0 - 0,5x. \quad (5.18)$$

Умова міцності (5.7) і (5.10) набуде вигляду

$$M \leq R_b \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5x). \quad (5.19)$$

або $M \leq R_b A_s (h_0 - 0,5x)$.

Рівність внутрішніх зусиль N_b і N_s із умови рівноваги (5.13) запишемо так:

$$R_s A_s = S_b - bx. \quad (5.20)$$

Звідси висота стисненої зони

$$x = (R_s A_s) / (R_b - b) \quad (5.21)$$

або

$$\xi = x / h_0 = (R_s A_s) / (R_b b h_0) = \mu (R_s / R_b), \quad (5.22)$$

де $\mu = A_s / b h_0$ – коефіцієнт армування (відношення площі розтягнутої арматури A_s до робочої площі перерізу $b h_0$).

Кількість арматури у перерізі можна виразити також через відсоток армування:

$$\mu \% = (A_s / b \cdot h_0) \cdot 100 \%$$

Із формули (5.22) зрозуміло, що із збільшенням коефіцієнта армування μ відносна висота стисненої зони бетону ξ також збільшується. Підставляючи граничне значення відносної висоти стисненої зони бетону ξ у формулу (5.22), одержимо найбільший коефіцієнт армування

$$\mu_{\max} = \xi_y (R_b / R'_s). \quad (5.23)$$

Разом з тим, норми обмежують і максимальний відсоток армування у згинальних елементах, який встановлений із умови рівномірності армованого перерізу з неармованим, таким що дорівнює 0,05% від $A_s / b \cdot h_0$. Якщо фактичний відсоток армування елемента нижче мінімуму, переріз потрібно розраховувати без врахування арматури, тобто як переріз неармованого бетонного елемента.

3. Розрахунок прямокутних перерізів за таблицями. Під час проектування елементів залізобетонних конструкцій, зазвичай, задаються коефіцієнтом армування (відсотком армування), після чого визначають розміри перерізу і кількість арматури. Такий розрахунок називають підбором перерізу елемента.

Відсотком армування задаються, зазвичай, враховуючи оптимальні значення величини, яка для плит коливається у межах 0,3 – 0,7%, а для балок і ригелів – 0,4 – 1,5%.

За допомогою перетворення формул розрахунок за підбором прямокутних перерізів зводиться до табличної форми.

Формулу (5.19) можемо записати так:

$$M = R_b b h_0 [1 - 0,5 (x / h_0)] = R_b b h_0^2 \xi (1 - 0,5 \xi) = A_0 b h_0^2 R_b, \quad (5.24)$$

звідси

$$A_0 = M / (b h_0^2 R_b) \quad (5.25)$$

де

$$A_0 = \xi (1 - 0,5 \xi). \quad (5.26)$$

Складемо рівняння моментів щодо центра ваги стисненої зони бетону

$$M = R_s A_s Z_b = R_s A_s \eta h_0 \quad (5.27)$$

де $\eta = Z_b / h_0$.

Для прямокутного перерізу

$$\eta = (h_0 - 0,5x) / h_0 = 1 - 0,5\xi \quad (5.28)$$

Із формули (5.25)

$$h_0 = \sqrt{M / A_0 R_b}. \quad (5.29)$$

Із формули (5.27)

$$A_s = M / (R_b \eta h_0) = M / (R_s Z_b). \quad (5.30)$$

У табл. 5.1 значення наведені залежно від ξ .

У практичних розрахунках під час вибору перерізів залізобетонних елементів потрібно мати на увазі, що однакову несучу здатність можна забезпечити за різних розмірів перерізу і відповідних їм відсотків армування.

Із формули (5.30), наприклад, очевидно, що із збільшенням h_0 розмір A_s зменшується. Під час проектування конструкцій, необхідно прагнути до найекономічнішого вирішення, за якого вартість конструкцій буде найменшою. Дослідження свідчать, що для балок ця вимога зберігається при $\xi = 0.2 \dots 0.3$, для плит – $\xi = 0.1 \dots 0.25$.

Граничний момент, який сприймається елементом з одиничним армуванням, за якого бетон стисненої зони не руйнується завчасно

$$M_{max} = A_{0 max} R_b \cdot b \cdot h_0^2, \quad (5.31)$$

де

$$A_{0 max} = \xi_y (1 - 0,5 \xi_y). \quad (5.32)$$

Значення ξ_y обчислені за формулою (5.15), і $A_{o\max}$ наведені у табл. 5.2.

Послідовність розрахунку згинальних елементів з одиночною арматурою показані на прикладах.

Приклад 5.1. Розрахувати монолітну плиту перекриття; розрахунковий згинальний момент гнучкості $M=3500 \text{ Н}\cdot\text{м}$; бетон класу В20 (розрахунковий опір $R_b = 11,5 \text{ МПа}$); сталь класу А-І (розрахунковий опір $R_s = 225 \text{ МПа}$).

Потрібно визначити площу перерізу арматури A_s .

Розв'язок 1. Розрахункову ширину плити приймаємо $b=100 \text{ см}$.

2. Приймаємо $\mu = 0,38 \%$, що відповідає середньому проценту армування плити.

За формулою (5.22)

$$\xi = \mu (R_s / R_b) = 0,38 \cdot 225 / 100 \cdot 11,5 = 0,078.$$

3. За таблицею 5.1. при $\xi = 0,078$ (за інтерполяцією) знаходимо $\eta = 0,961$; $A_o = 0,075$.

$$h = h_o + a = 6,37 + 1,5 = 7,87 \approx 8 \text{ см}.$$

4. За формулою (5.29)

$$h_o = \sqrt{M / A_o R_b b} = \sqrt{3500 / 0,075 \cdot 11,5 \cdot 100} = \sqrt{40,58} = 6,37 \text{ см}$$

Таблиця 5.1. Дані для розрахунків прямокутних перерізів

ξ	η	A_o	ξ	η	A_o
0,01	0,995	0,01	0,37	0,815	0,301
0,02	0,99	0,02	0,38	0,81	0,309
0,03	0,985	0,03	0,39	0,805	0,314
0,04	0,98	0,039	0,4	0,8	0,32
0,05	0,975	0,048	0,41	0,795	0,326
0,06	0,97	0,058	0,42	0,79	0,332
0,07	0,965	0,067	0,43	0,785	0,337
0,08	0,96	0,077	0,44	0,78	0,343
0,09	0,955	0,085	0,45	0,775	0,349
0,1	0,95	0,095	0,46	0,77	0,354
0,11	0,945	0,104	0,47	0,765	0,359
0,12	0,94	0,113	0,48	0,76	0,365
0,13	0,935	0,121	0,49	0,755	0,37
0,14	0,93	0,13	0,5	0,75	0,375
0,15	0,925	0,139	0,51	0,745	0,38
0,16	0,92	0,147	0,52	0,74	0,385
0,17	0,915	0,155	0,53	0,735	0,39
0,18	0,91	0,164	0,54	0,73	0,394
0,19	0,905	0,172	0,55	0,725	0,399
0,2	0,9	0,18	0,56	0,72	0,403

0,21	0,895	0,188	0,57	0,715	0,408
0,22	0,89	0,196	0,58	0,71	0,412
0,23	0,885	0,203	0,59	0,705	0,416
0,24	0,88	0,211	0,6	0,7	0,42
0,25	0,875	0,219	0,61	0,695	0,424
0,26	0,87	0,226	0,62	0,69	0,428
0,27	0,865	0,236	0,63	0,685	0,432
0,28	0,86	0,241	0,64	0,68	0,435
0,29	0,855	0,248	0,65	0,675	0,439
0,3	0,85	0,255	0,66	0,672	0,442
0,31	0,845	0,262	0,67	0,665	0,446
0,32	0,84	0,269	0,68	0,66	0,449
0,33	0,835	0,275	0,69	0,655	0,452
0,34	0,83	0,282	0,7	0,65	0,455
0,35	0,825	0,289	—	—	—
0,36	0,82	0,295	—	—	—

5. За формулою (5.30)

$$A_s = M / R_s \eta h_0 = 3500 / 225 \cdot 0,961 \cdot 6,5 = 2,49 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 5Ø8 А-I; $A_s = 2,52 > 2,49 \text{ см}^2$.

Таблиця 5.2 Значення ξ_y і A_{0max}

Клас арматури	Коефіцієнт	Клас бетону				
		B20	B30	B40	B50	B60
А-I	ξ_y	0,65	0,59	0,55	—	—
	A_{0max}	0,48	0,42	0,4	—	—
А-II	ξ_y	0,62	0,57	0,52	0,47	0,44
	A_{0max}	0,43	0,41	0,38	0,36	0,34
А-III при Ø6-8 мм	ξ_y	0,59	0,54	0,5	0,44	0,41
	A_{0max}	0,42	0,39	0,37	0,34	0,33
А-IV	ξ_y	0,44	0,39	0,36	0,32	0,28
	A_{0max}	0,34	0,31	0,3	0,27	0,24
А-V	ξ_y	0,41	0,37	0,33	0,29	0,26
	A_{0max}	0,33	0,3	0,28	0,25	0,23

Приклад 5.2. Визначити розміри перерізу балки і площу перерізу арматури за таких умов: розрахунковий згинальний момент гнучкості $M = 120000 \text{ Н} \cdot \text{м}$; Бетон класу В30 ($R_b = 17 \text{ МПа}$), арматура зі сталі класу А-II ($R_s = 280 \text{ МПа}$).

Розв'язок 1. Приймаємо ширину балки $b = 20 \text{ см}$.

2. При оптимальному значенні $\xi = 0,35$ по табл. 5.1. $A_0 = 0,289$

3. За формулою (5.29)

$$h_0 = \sqrt{M / A_0 R_b b} = \sqrt{120000 / 0,289 \cdot 17 \cdot 20} = 34,9 \text{ см.}$$

4. Загальна висота балки $h = h_0 + a = 34,9 + 3 = 37,9 \text{ см}$.

Приймаємо $h = 40 \text{ см}$. Тоді $h_0 = 40 - 3 = 37 \text{ см}$.

5. За такої робочої висоти балки

$$A_0 = M / R_s \eta h_0^2 R_b = 120000 / 20 \cdot 37^2 \cdot 17 = 0,258.$$

6. За табл. 5.1. цьому значенню A_0 відповідає $\eta = 0,848$ і

$$\xi = 0,304 < \xi_y = 0,41$$

7. За формулою (5.30)

$$A_s = M / R_s \eta h_0 = 120000 / 365 \cdot 0,848 \cdot 37 = 13,66 \text{ см}^2.$$

Приймаємо, що 3Ø25 А-II; $A_s = 14,37 > 13,66 \text{ см}^2$.

4. Прямокутний переріз з подвійною арматурою. Перерізами з подвійною арматурою називаються такі перерізи, у яких окрім розтягнутої арматури з площею A_s ставиться за розрахунком стиснута арматура площею A'_s .

Необхідність у стиснутій арматурі виникає тоді, коли переріз із одиначною арматурою за заданих його розмірів, класу бетону і сталі є переармованим ($\xi > \xi_y$).

Елементи з подвійною арматурою підвищених витрат сталі, тому їх використання повинно бути обґрунтованим.

Інколи доводиться приймати подвійне армування через обмежені розміри перерізу збірного елементу, обмеженою вантажопідйомністю кранового обладнання, умов виготовлення конструкцій, габаритів проектуєної споруди тощо.

Якщо переріз піддається дії двозначного згинального моменту, наприклад, у разі дії на згинальний елемент перемінного навантаження, нижня розтягнута зона може виявитися стисненою. У такому разі елемент потрібно армувати подвійною арматурою.

Міцність згинального елемента прямокутного перерізу з подвійною арматурою розраховують за схемою, яка показана на рис. 3.9.а. Висота стисненої зони таких перерізів також обмежується умовою $\xi \leq \xi_y$, що гарантує практично одночасне руйнування розтягнутої і стисненої зон.

Розрахункові формули для прямокутного перерізу одержимо, підстави-

вши у формули (5.6) і (5.11) для перерізу будь-якої симетричної форми значення $A_{bc} = bx$:

$$S'_{b0} = b_x (h_0 - 0,5); \quad S'_{b0} = A'_s (h_0 - a').$$

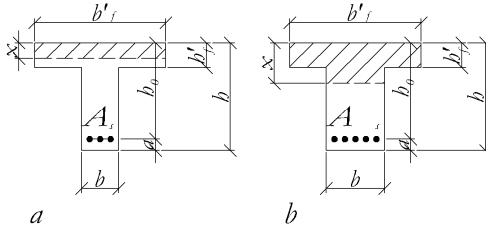


Рис. 5.12. Нейтральна вісь проходить в полиці а нейтральна вісь пере-сікає ребро b

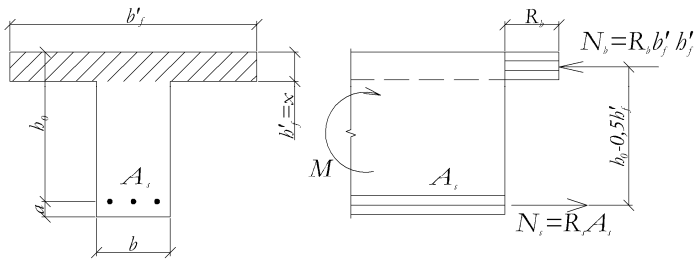


Рис 5.13. Нейтральна вісь проходить по нижній грані полицки тавра

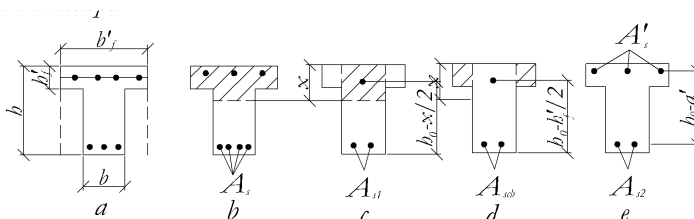


Рис. 5.14. До розрахунку елементів таврового перерізу

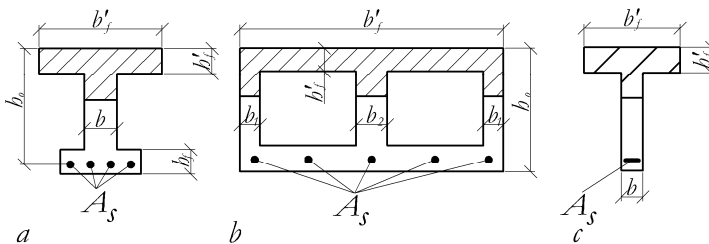


Рис. 5.15. До розрахунку елементів двотаврового і коробчастого перерізів

Формулу (5.11) для суми проекцій всіх сил на поздовжню вісь елементу приймає вигляд

$$R_s A_s - R_{s.c} A'_s - R_b b x = 0 \quad (5.33)$$

звідси

$$x = (R_s A_s - R_{s.c} A'_s) / R_b b \quad (5.34)$$

Для звичайних арматурних сталей, які використовуються, класів А-I – А-

III $R_s = R_{s.c}$.

Формула (5.6) для моменту, який сприймає переріз, запишемо так:

$$M = R_b b x h_0 - 0,5 x) + R_{s.c} A'_s (h_0 - a') \quad (5.35)$$

при $R_s = R_{s.c}$ формула (3.35) набуде вигляду

$$M = R_b b x (h_0 - 0,5 x) + R_{s.c} A'_s (h_0 - a'). \quad (5.36)$$

Перший член формули (5.36) являє собою момент, який сприймає переріз з одиничною арматурою, який (у разі використання табл. 5.1) можна подати формулою (5.24).

Другий член формули (5.36) – момент, що сприймається стисненою арматурою A'_s і числово дорівнює її частиною розтягнутої арматури A_{s2} .

Отже, згинальний момент, що сприймається перерізом з подвійною арматурою, можна подати як суму

$$M = M_1 + M'_s \quad (5.37)$$

де

$$M_1 = R_b b (h_0 - 0,5 x) \quad (5.38)$$

$$M'_s = R_{s.c} A'_s (h_0 - a') \quad (5.39)$$

Під час розрахунку елементів з подвійною арматурою можуть траплятися задачі трьох типів:

Перший тип – у разі недостатньої несучої здатності самого перерізу елемента, коли $M > A_{0max} R_b b h_0^2$, тоді застосовують підсилення його арматурою у стисненій зоні.

Другий тип – за наявності у перерізі стисненої арматури, яку враховують під час розрахунку A_s .

Третій тип, коли за відомих розмірів перерізу та площі A_s і A'_s потрібно визначити несучу здатність.

У задачах першого типу, зазвичай, бувають задані розміри перерізу і потрібно визначити переріз розтягнутої і стисненої A_s і A'_s арматури, за розрахункового моменту M .

Перерізи підбирають за розрахунковими формулами, які легко одержує-

мо із основних формул (5.33) і (5.35), підставлянням в них значень $x_{\max} = \xi_y h_0$. Оскільки у цьому разі площа перерізу стисненої зони бетону буде найбільшою, то кількість необхідної стисненої і розтягнутої арматури буде найменшою.

Із формули (5.35) за згаданої вище підстановки одержимо

$$M = \xi_y R_b b h_0 (h_0 - 0,5 \xi_y h_0) + R_{s.c} A'_s (h_0 - a'),$$

звідси

$$M = A_{0\max} R_b b h_0^2 + R_{s.c} A'_s (h_0 - a'). \quad (5.40)$$

Розв'язуючи це рівняння щодо A'_s , одержимо розрахункову формулу

$$A'_s = (M - A_{0\max} R_b b h_0^2) / R_{s.c} (h_0 - a'). \quad (5.41)$$

Із формули (5.34) за аналогічної підстановки

$$\xi_y = \frac{R_s - A_s - R_{s.c} A'_s}{R_b b h_0}.$$

Розв'язуючи цей вираз відносно A_s , одержимо другу розрахункову формулу

$$A_s = (\xi_y R_b b h_0 - R_{s.c} A'_s) / R_s \quad (5.42)$$

Користуючись формулами (5.41) і (5.42), можемо знайти шукану площу арматури розрахункового перерізу.

Насичення перерізу стисненого і розтягнутого арматурами не може бути безмежним; воно обмежене умовою

$$M \leq 1,25 R_s S_{b0}, \quad (5.43)$$

за якою несуча здатність згинального елемента з подвійною арматурою не повинна перевищувати несучої здатності такого самого елемента з одиничною арматурою за площі стисненої зони бетону, яка дорівнює площі всього робочого перерізу елемента.

Для прямокутного перерізу умова (5.43) має вигляд

$$M \leq 1,25 R_b b h_0 (h_0 / 2) = 0,625 R_b b h_0^2. \quad (5.44)$$

У задачах другого типу задані не лише розміри перерізу, але і площа стисненої арматури A'_s , потрібно визначити відповідну розтягнену арматуру A_s .

У цьому разі враховують те, що основний вираз (5.35) являє собою суму двох згинальних моментів (рис.5.9,а):

$$M = M_I + M'_s = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{s.c} A'_s (h_0 - a') \quad (5.45)$$

$$M_I = R_b b x (h_0 - 0,5x),$$

де M_I – згинальний момент, який сприймає переріз з одиничною арматурою

A_{s1} (рис.5.9,б); M'_s – згинальний момент, що сприймається подвійною симетричною арматурою (рис.5.9, с); A'_s і A_{s2} (без врахування роботи бетону).

Повна площа розтягнутої арматури

$$A_s = A_{s1} + A'_s. \quad (5.46)$$

У такому разі спочатку визначають момент, що сприймається стисненою арматурою A'_s і частиною розтягнутої арматури $A_{s2} = A'_s$.

$$M'_s = R_{s.c} A'_s (h_0 - a').$$

Різниця $M - M_s = M_l$ повинна бути сприйнята стиснутим бетоном і відповідною частиною розтягнутої арматури A_{s1} . Для елементів прямокутного перерізу за відомим M_l визначають

$$A_{o1} = M_l / R_b b h_0^2.$$

І за табл. 3.1 знаходять коефіцієнт η , який відповідає арматурі

$$A_{s1} = M_l / R_b \eta h_0.$$

Потім за формулами (5.46) знаходять шукану арматуру A_s .

Третій тип задач розв'язують за допомогою основних розрахункових формул (5.33) і (5.35), які дають можливість безпосередньо визначити шуканий граничний згинальний момент.

Необхідно пам'ятати, що епюра напружень у стисненій зоні бетону, і в граничному стані, буде фактично криволінійною. Тому, якщо рівнодійна зусиль у стисненій арматурі виявиться розташованою ближче до розтягнутої грані балки, як рівнодійна стискальних зусиль у бетоні, то граничні деформації і напруження у стисненій арматурі можуть виявитися меншими від граничних значень. Тому формули (5.33) і (5.35) та (5.42) бажано використовувати лише за збереження (дотримання) умови

$$Z_b \leq Z_s. \quad (5.47)$$

де Z_b і Z_s – віддалі від рівнодійної зусиль у розтягнутій арматурі до рівнодійної зусиль відповідно у стисненому бетоні і стисненій арматурі.

Для прямокутних перерізів ця умова

$$h_0 - 0,5x \leq h_0 - a', \quad (5.48)$$

або

$$x \geq 2a'. \quad (5.49)$$

Якщо умови (5.47) або (5.49) не дотримуються, що може бути у разі зайвої кількості стисненої арматури, потрібну кількість розтягнутої арматури визначають за формулою

$$M < R_s A_s Z_s. \quad (5.50)$$

Якщо розрахунок за формулою (3.50) призводить до зниження несучої

здатності елемента в порівняно з одержаною без врахування стисненої арматури, розрахунок потрібно виконувати, вважаючи, що $A'_s = 0$.

Приклад 5.3. Визначити площу розрізу арматури балки за згинального моменту $M = 700000 \text{ Нм}$ і розмірів прямокутного розрізу балки $b=30$, $h=60$ см; клас бетону В30 ($R_b = 7$ МПа); арматура із сталі класу А-II ($R_b = R_{s,c} = 280$ МПа).

Розв'язок 1. Робоча висота розрізу $h_0 = h - a = 60 - 4 = 56$ см.

2. За формулою (5.25) і за табл. 5.1

$$A_0 = M / bh^2_0 R_b = 700000 / 30 \cdot 56^2 \cdot 17 = 0,438 > A_{0\max} = 0,41$$

Звідси випливає, що потрібна стиснена арматура.

3. Розраховуємо площу перерізу стисненої арматури за формулою (5.41):

$$A'_s = (M - A_{0\max} R_b b h^2) / R_{s,c} (h_0 - a') = (700000 - 0,41 \cdot 17 \times 30 \cdot 56^2) / 280 (56 - 3,5) = (700000 - 655737,6) / 14700 = 3,0 \text{ см}^2.$$

4. За формулою (5.42) знаходимо

$$A_s = (\xi_y R_b b h_0 + R_{s,c} A'_s) / R_s = (0,41 \cdot 17 \cdot 30 \cdot 56) / 280 + 3,01 = 44,83 \text{ см}^2.$$

Приймаємо стиснену арматуру 2Ø14 А-II ($A'_s = 3,08$ см²); розтягнену арматуру 6Ø32 А-II ($A_s = 48,26$ см²).

Приклад 5.4. Визначити несучу здатність балки прямокутного перерізу з розмірами $b=20$ см, $h=50$ см і $h_0=46,5$ см ($a=a'=3,5$ см); арматура $A_s=10,17$ см² (4Ø18 А-II) і $A'_s=4,02$ см² (2Ø16 А-II); розрахунковий опір $R_s = R_{s,c} = 280$ МПа; бетон класу В20 ($R_b = 11,5$ МПа).

Розв'язок 1. Знаючи армування і переріз балки, знаходимо за формулою (5.34) $x = (R_s A_s - R_{s,c} A'_s) / R_b b = 280 (10,17 - 4,02) / 11,5 \cdot 20 = 7,49$ см.

2. Використовуючи формулу (5.35), знаходимо

$$M = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{s,c} A'_s (h_0 - a') = 11,5 \cdot 20 \cdot 7,49 (46,5 - 0,5 \cdot 7,49) + 280 \cdot 4,02 (46,5 - 3,5) = 73645 + 48400 = 122046 \text{ Нм}.$$

5. Елементи таврового, двотаврового і коробчастого перерізів.

Згинальні елементи таврового перерізу з полчкою в стисненій зоні дуже поширені. У тавровому перерізі розрізняють полочки завширшки b_f' і завтовшки h_f' і ребро шириною b і заввишки h (рис.5.10, а, б).

Збільшення стисненої зони бетону у вигляді полочки тавра дає змогу ефективно використовувати її опір стиску за одночасного зменшення розтягнутої зони, яка безпосередньо не приймаючій участі у сприйманні зусиль. До того ж ребро таврового перерізу слугує переважно для розташування в ньому розтягнутої арматури і її зв'язків зі стисненою зоною, а також для опору сколювальним зусиллям.

На рис. 5.10 с, d показана нерозрізана балка таврового перерізу. У прогоні, де полочка розташована у стисненій зоні (переріз А-А), розрахунковий

переріз – тавровий, а на опорі, де полицки розташовані у розтягненій зоні (переріз Б-Б), розрахунковий переріз – прямокутний.

Тавровий переріз у монолітному залізобетоні – основна конструктивна форма балок ребристих перекриттів і покриття, а в збірному залізобетоні – основна конструктивна форма ребристих плит, фундаментних балок, ригелів рам, підкранових і стропильних балок тощо.

Таврові перерізи, зазвичай, мають одиничне армування.

Введена у розрахунок ширина звівів полицок стисненої зони таврового перерізу обмежується нормами, оскільки у разі великої їх ширини порушується рівномірність розподілу стискальних напружень.

Ширина звіву полицки у кожную сторону від ребра не повинна перевищувати половини віддалі між сусідніми ребрами і $1/6$ прольоту елемента, що розраховується (рис. 5.11, а). Окрім того, якщо віддаль між поперечними ребрами більша від віддалі між повздовжніми ребрами або якщо поперечні ребра відсутні, то при $h'_f < 0,1h$ вводиться у розрахунок ширина звіву полицки у кожную сторону від ребра, яка не повинна бути більшою $6 h'_f$ (рис. 5.11, б), тобто $b'_f \leq b + 12 h'_f$.

Для окремих балок розрахункова ширина звіву полицки у кожную сторону від ребра повинна бути:

при $h'_f \leq 0,1 h$ не більше $6 h'_f$, $b'_f \leq (b + 12 h'_f)$ (рис. 5.11, в);

при $0,05 h < h'_f < 0,1h$, але не більше $3h'_f$ (рис. 5.11, д);

при $h'_f < 0,05 h$ звідси полицки у розрахунок не вводять і переріз розраховують як прямокутний з розмірами b і h (рис. 5.11, ф).

У розрахунку на міцність таврового перерізу з полицкою в стисненій зоні спостерігаються два випадки:

1) нейтральна вісь проходить у полицці (рис. 5.12, а);

2) нейтральна вісь пересікає ребро (рис. 5.12, в)

Якщо нейтральна вісь проходить по нижній грані полицки тавра (рис. 5.13), умови рівноваги матимуть вигляд:

$$M = R_b b'_f h'_f (h_o - 0,5h'_f); \quad (5.51)$$

$$R_b b'_f h'_f = R_s A_s. \quad (5.52)$$

Використовуючи формулу (5.51), знаючи висоту стисненої зони бетону і товщину полицки тавра, можна визначити, до якого розрахункового випадку належить переріз. Якщо

$$M < R_b b'_f h'_f (h_o - 0,5h'_f). \quad (5.53)$$

тоді зрозуміло, що для збереження рівноваги повинна бути зменшена права частина виразу (5.51), тобто повинна бути дотримана умова $x \leq h'_f$; якщо

$$M > h'_f. \quad (5.54)$$

тоді праву частину виразу (5.51) потрібно збільшити, тобто у такому разі $x > h'_f$.

Під час розрахунку 1, коли $x > h'_f$, переріз працює як прямокутний з шириною b'_f , оскільки, переріз бетону, нижчий від нейтральної осі, не впливає на несучу здатність елемента: тобто, переріз можна для розрахунку доповнити до

прямокутного (див. пунктир на рис. 5.14. *a*).

Відзначимо, що у цьому разі площа перерізу арматури належить до перерізу ребра, тобто коефіцієнт μ , як встановлено нормами, не повинен бути нижчим від мінімальних значень.

Якщо нейтральна вісь проходить у ребрі, то стиснена зона перерізу складається із стисненої зони ребра (рис. 5.14, *b, c*) і повністю стиснених зв'язів (рис 5.14, *d*). склавши рівняння моментів щодо осі, яка проходить через точку прикладання рівнодійних зусиль у розтягнутій арматурі, отримаємо (за наявності подвійного армування у перерізі)

$$M = R_b b_x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) + + R_{s.c} A'_s (h_1 - a'). \quad (5.55)$$

Розташування нейтральної осі визначається із рівняння проекцій на по-
вздовжню вісь елемента

$$R_s A - R_b b_x - R_b (b'_f - b) h'_f - R_{s.c} A'_s = 0.$$

звідси

$$x = [R_s A_s - R_b (b'_f - b) h'_f - R_{s.c} A'_s] / R_b b \quad (5.56)$$

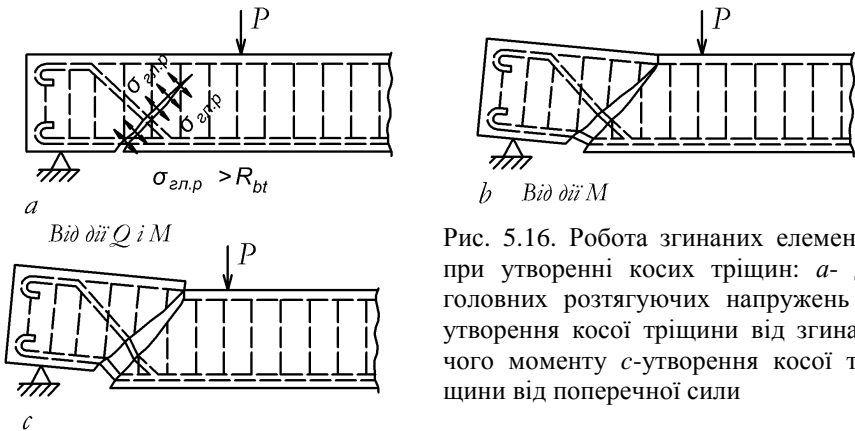


Рис. 5.16. Робота згинаних елементів при утворенні косих тріщин: *a*- дія головних розтягуючих напружень *b*- утворення кої тріщини від згинаючого моменту *c*-утворення кої тріщини від поперечної сили

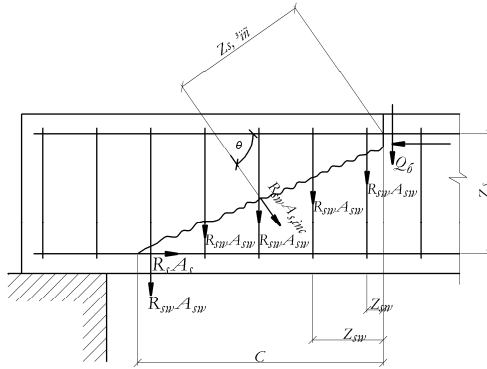


Рис 5.17. Схема зусиль в перерізі, похилому до повздовжньої осі залізобетонного елемента при розрахунку його по міцності на дію згинального моменту.

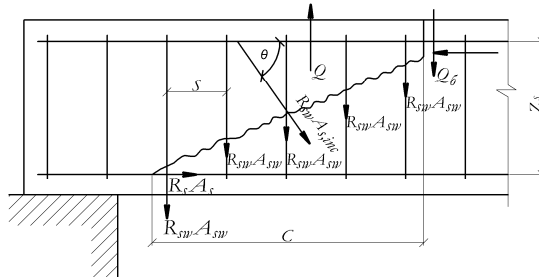


Рис. 5.18. Схема зусиль в перерізі, похилому до повздовжньої осі залізобетонного елемента при розрахунку його по міцності на дію поперечної сили.

Несуча здатність таврового перерізу, зображена правою частиною рівняння (5.55), визначається сумою трьох доданків: моменту

$$M_1 = R_b b x (h_0 - 0,5x) = A_0 R_b b h_0^2, \quad (5.57)$$

що сприймається ребром з площею стисненої зони бетону bx і відповідною частиною розтягнутої арматури A_{s1} і моменту

$$M_{3в.} = R_b (b_f' - b) h_f' (h_0 - 0,5 h_f') \quad (5.58)$$

що сприймається зв'язами стисненої полицки з площею $(b_f' - b) h_f'$ і відповідною частиною розтягнутої арматури A_{s1} і моменту (рис. 5.14, d):

$$M' = R_{s.c} A_s' (h_0 - a'), \quad (5.59)$$

що сприймається стисненою арматурою A_s' і відповідною частиною розтягнутої арматури A_{s2} (рис. 5.14, e).

Під час практичних розрахунків, зазвичай, відомий розрахунковий згинальний момент M , розміри перерізу і площа перерізу стисненої арматури A_s' ,

які приймаються з конструктивних міркувань. Вимагається визначити площу перерізу розтягнутої арматури A_s .

Якщо переріз не задано, тоді розрахунок починають з визначенням висоти, для чого можна користуватися емпіричною формулою

$$H = (15 \dots 20) \sqrt[3]{M}, \quad (5.60)$$

де M – приймають в т.м. h – у см. Ширину ребра приймають у межах $b_f' = (0.25 \dots 0.4)h$; b_f – визначають залежно від виду конструкції, що проектується.

Передусім, необхідно визначити положення нейтральної осі. Для цього (оскільки A_s невідоме) спочатку визначають момент, припускаючи, що нейтральна вісь проходить по нижній кромці полицки, тобто приймаючи $x = h_f'$,

$$M_{nep.} = R_b b_f' h_f' (h_0 - 0,5 h_f') + R_{s.c} A_s' (h_0 - a') \quad (5.61)$$

Якщо заданий розрахунковий момент $M \leq M_{nep.}$, обчислений за формулою (5.61) тоді нейтральна вісь проходить у полицці і тавровий переріз розраховують як прямокутний з шириною b_f' .

При $M \leq M_{nep}$ нейтральна вісь проходить у ребрі і розрахунок виконується за формулами (3.55) – (3.59) спочатку за формулами (3.58) і (3.59) визначають M'_{36} і M' і відповідні їм площі розтягнутої арматури.

$$A_{s\ 36} = M_{36} / R_{s.c} (h_0 - 0,5 h_f') \quad (5.62)$$

і

$$A_{02} = A_s' (R_{s.c} / R_0) \quad (5.63)$$

Потім визначають

$$M_I = M - M_{36} - M' \quad (5.64)$$

тобто, як різницю заданого розрахункового моменту і моментів, що сприймаються зв'язами полицки і стисненої арматури.

За моментом M_I знаходять площу перерізу арматури A_{s1} .

Для цього обчислюють $A_0 = M_s / R_b b h_0^2$ за табл. 5.1 знаходять η і обчислюють $A_{s1} = M_s / R_s \eta h_0$.

Повний переріз робочої арматури

$$A_s = A_{s1} + A_{s2V} + A_s' \quad (5.65)$$

Під час перевірки несучої здатності елементів таврового перерізу, коли відомий розрахунковий момент M , розміри перерізу, а також A_s і $A'_{s.c}$, приймають такий порядок розрахунку.

За формулою (5.56) встановлюють, до якого випадку належить задача. Якщо нейтральна вісь проходить у ребрі, тоді за формулами (5.58) і (5.59) визначають M_{36} і M'_s , а за формулами (5.62) і (5.63) – A_{s2V} і A_{s2} .

Потім знаходять

$$A_{s1} = A_s - A_{s2V} - A_{s2} \quad (5.66)$$

і відносну висоту стиснутої зони ребра

$$\xi = A_{sI} R_s / R_b b h_0.$$

За значеннями ξ в табл. 5.1 знаходять відповідні значення A_0 і обчислюють $M_I = A_0 R_b b h_0^2$.

Тоді повний момент, що сприймається тавровим перерізом,

$$M_{пер.} = M_I + M_{зб} + M'. \quad (5.67)$$

Під час розрахунку за несучою здатність елементів двотаврового і коробчастого перерізів (рис. 5.15, а, б) їх приводять до еквівалентного таврового перерізу (рис. 5.15, в).

У разі заміни двотаврового і коробчастого перерізів тавровим, звіси розтягнутої полочки відкидають, оскільки бетон, розташований у розтягнутій зоні нижче від нейтральної осі, не бере участі у сприйнятті поздовжніх зусиль, а вся розтягнена арматура зосереджена у ребрі зі збереженням незмінної величини робочої висоти перерізу h_0 .

5.3 Розрахунок міцності згинальних елементів за похилими перерізами

Розглянутий вище розрахунок згинальних елементів за нормальними до їх осі перерізами забезпечує міцність залізобетонних конструкцій у зоні максимальних згинальних моментів.

Досліди свідчать, що похилі тріщини можуть виникати поблизу опор згинального елемента внаслідок сумісної дії згинального елемента і поперечної сили (рис.5-16, а). Нахил тріщин залежить від характеру армування елемента, розмірів поперечного перерізу, характеристик міцності бетону і арматури.

У похилих перерізах спостерігаються ті самі три стадії напружено-деформованого стану, що і у нормальних перерізах, за характером руйнування він дещо інший.

Із курсу опору матеріалів відомо, що згинальний момент M спричиняє у перерізі балки нормальні напруження σ , а поперечна сила Q – дотичні (сколювальні) напруження τ . За похилими перерізами балки діятимуть головні розтягувальні напруження σ_{mg} і головні стискувальні напруження σ_{mc} .

Під час досягнення головними розтягувальними напруженнями граничного стану бетону розтягу R_{bt} в ньому з'являються похилі тріщини (стадія Іа). Частина елемента, які розташовані праворуч і ліворуч від похилої тріщини хочуть взаємоповернутися навколо точки, яка розташована у стисненій зоні перерізу над тріщиною. Такий поворот стримує арматура, яка перерізана тріщиною і працює на розтяг: поздовжні стрижні, хомути, відгини. Після утворення тріщин напружено-деформований стан відповідає стадії ІІ.

За подальшого збільшення навантаження відбувається руйнування елемента за похилим перерізом (стадія ІІІ). Внаслідок однієї із двох причин:

1) розкриття похилої тріщини арматури, яка пересікає тріщину, тече або за слабого анкеруванні висмикується. При тому стиснена зона зменшується за висотою і роздавлюється (рис. 5.16, *b*). Таке руйнування є наслідком дії згинального моменту;

2) стиснена зона бетону не витримує одночасної дії у ній стиску і зрізу, внаслідок чого обидві частини елемента, розділеного похилою тріщиною, взаємно зміщуються. Такий вид руйнування спостерігається у разі достатньо сильно і добре заанкерованої арматури (рис. 5.16, *c*).

1. Перевірка необхідності розрахунку міцності за похилими перерізами.. Раніше було вказано, що похила тріщина може утворюватись коли $\sigma_{mt} > R_{bt}$. Значення σ_{mt} наближено можна визначити за формулою

$$\sigma_{mt} = Q/bh_0. \quad (5.68)$$

Міцність похилого перерізу, визначається роботою бетону на розтяг, і буде достатньою, якщо

$$\sigma_{mt} = Q/bh_0 \leq R_{bt}.$$

або якщо

$$Q \leq k_1 R_{bt} b h_0, \quad (5.69)$$

де k_1 – дослідний коефіцієнт для бетону: важкого і дрібнозернистого $k_1 = 0,6$; для легкого $k_1 = 0,4$.

За дотримання умови (5.69) похилі перерізи на міцність не розраховують, а поперечні стрижні зварних каркасів, хомути і відгини ставлять за конструктивними міркуваннями.

Якщо умову (5.69) не дотримано, тобто

$$Q > k_1 R_{bt} b h_0. \quad (5.70)$$

Тоді у елементі з'являються похилі тріщини, і його міцність за похилим перерізом повинна бути забезпечена арматурою, яка ставиться за розрахунком.

Міцність похилих перерізів розраховують: на стисненому бетоні між похилими тріщинами; по похилій тріщині на дію поперечної сили Q ; для елементів без поперечної арматури із умови обмеженого розвитку похилої тріщини; для коротких консолей колон по нахиленій стиснутій смузі між вантажем і опорою; по похилій тріщині на дію згинального моменту.

2. Умова міцності похилого перерізу. Розглянемо напружений стан елемента по похилому перерізу, приймаючи розрахункову схему за рис. 5.17.

Також, як і під час розрахунку міцності нормальних перерізів, внутрішні зусилля у арматурі і бетоні визначають за їхніми розрахунковими опорами.

Зусилля у поздовжніх, відігнутих стрижнях і у хомутах відповідно бувають

$$N_s = R_s A_s; N_{inc} = R_{s,inc} A_{s,inc}; N_\omega = R_{s\omega} A_{s\omega}. \quad (5.71)$$

Для забезпечення міцності згинального елемента по похилому перерізу необхідно, щоб розрахункові зусилля M і Q не перевищували несучої здатно-

сті похилого перерізу, обчисленої залежно від розмірів поперечного перерізу елемента, його армування і розмірів, розрахункового опору бетону і арматури.

Так, руйнування елемента по похилому перерізу внаслідок першої причини (від дії моменту) не відбуватиметься (минеться), якщо розрахунковий згинальний момент M не перевищуватиме суми моментів всіх внутрішніх сил щодо центра ваги площі стисненої зони O . Оскільки у загальному випадку тріщина може перерізати декілька хомутів і декілька відгинів, зусилля у хомутах і відгинах записується під знак Σ :

$$M \leq N_s Z_b + \Sigma N_{inc} Z_{s,inc} + \Sigma N_{sw} Z_{sw},$$

де Z_b , $Z_{s,inc}$, Z_{sw} – віддаль від центра ваги перерізу поздовжньої арматури, відгинів і хомутів до моментної точки.

Замінивши N_s , N_{inc} , N_{sw} їх значеннями, одержимо

$$M \leq R_s A_s Z_b + \Sigma R_s A_{s,inc} Z_{s,inc} + \Sigma R_s A_{sw} Z_{sw}. \quad (5.72)$$

Напрямок найнебезпечнішого похилого перерізу (за згинальним моментом) визначається із умови

$$Q = \Sigma R_{sw} A_{s,inc} \sin Q + \Sigma R_{sw} A_{sw}, \quad (5.73)$$

де Q – кут нахилу відгинів до поздовжньої осі елемента.

Для обчислення віддалі Z_b і $Z_{s,inc}$, які входять у розрахункове рівняння (5.72), потрібно знати положення центра ваги площі бетону стисненої зони у вершині похилого перерізу. Ця площа визначається як для нормального перерізу із умови (5.11), а її центр ваги вважається розташованим в напрямку похилого перерізу.

Руйнування елемента за похилим перерізом внаслідок другої причини (від дії поперечної сили) не відбудеться, якщо розрахункова поперечна сила Q не перевищуватиме сили проекції всіх внутрішніх зусиль на нормаль до осі елемента. При тому напруження у відгинах і хомутах не досягнуть граничних. Тому розрахунковий опір у арматурі $A_{s,inc}$ і A_{sw} приймають таким, що дорівнює рівними R_{sw} :

$$Q \leq \Sigma R_{sw} A_{s,inc} \sin Q + R_{sw} + Q_b, \quad (5.74)$$

де Q_b – проекція рівнодійної напружень у бетоні стисненої зони похилого перерізу на нормаль до осі елемента.

Як засвідчили дослідження, Q_b залежить від геометричних розмірів перерізу, класу бетону і крутизни похилого перерізу.

3. Умова міцності стисненого бетону між похилими тріщинами. Для залізобетонних елементів з поперечною арматурою потрібно дотримуватись умови яка забезпечує міцність по стиснутому бетону між похилими тріщинами

$$Q \leq 0,34 \omega_l \phi_{bl} R_b b h_0. \quad (5.75)$$

Розрахункове значення Q приймається у нормальному перерізі, розташованому не ближче, ніж на відстані h_0 від опори.

Коефіцієнт $\varphi_{\omega l}$, який враховує вплив поперечної арматури, визначається за формулою

$$\varphi_{\omega l} = 1 + \eta \nu \mu_{\omega}, \quad (5.76)$$

де $\eta = 5$ при хомутах, нормальних до поздовжньої осі елемента; $\eta = 10$ при хомутах, нахилених під кутом 45° до поздовжньої осі елемента; $\nu = E_s/E_b$; $\mu_{\omega} = A_{s\omega}/bs_{\omega}$; s_{ω} – відстань між хомутами, виміряна по нормалі до них.

Коефіцієнт φ_{bl} визначається за формулою

$$\varphi_{bl} = 1 - \beta R_b, \quad (5.77)$$

де β – коефіцієнт, який приймають таким, що дорівнює: для важкого дрібнозернистого і комірчастого бетону – 0,01; для легкого бетону – 0,02; R_b , МПа.

4. Розрахунок похилих перерізів на дію поперечної сили. Для залізобетонних елементів з поперечною арматурою (рис. 5.18) потрібно дотримуватись умови, яка забезпечує міцність елемента за похилими перерізами, які проходять по нахиленій тріщині, на дію поперечної сили

$$Q = Q_{s\omega} + Q_{s,inc} + Q_b, \quad (5.78)$$

Поперечна сила Q визначається від зовнішнього навантаження, розташованого по один бік від нахилоного перерізу, що розглядаємо. Під час розташування навантаження за висотою перерізу потрібно розглядати найнадійніший переріз, який проходить над місцем прикладання цього навантаження.

Сили $Q_{s\omega}$ і $Q_{s,inc}$ визначаються відповідно як сума проекцій на нормаль до поздовжньої осі елемента граничних зусиль, які сприймаються хомутами і відгинами, що пересікають похилий переріз.

Значення $Q_{s\omega}$ для хомутів, нормальних до поздовжньої осі елемента, обчислюється за формулами

$$Q_{s\omega} = \Sigma R_{s\omega} A_{s\omega}, \quad (5.79)$$

або

$$Q_{s\omega} = q_{s\omega} c, \quad (5.80)$$

де $q_{s\omega}$ – зусилля у хомутах на одиницю довжини елемента, яке визначається формулою

$$q_{s\omega} = R_{s\omega} A_{s\omega}/s, \quad (5.81)$$

де c – довжина проекції похилого перерізу на поздовжню вісь елемента.

Значення $Q_{s,inc}$ обчислюється за формулою

$$Q_{s,inc} = R_{s\omega} A_{s,inc} \sin Q. \quad (5.82)$$

Тут Q – кут нахилу відгинів до поздовжньої осі елемента.

Окрім того, була спроба забезпечити міцність за нахилом перерізу у ме-

жах ділянки між хомутами s , між опорою і відгинами s_1 і між відгинами s_2 (рис. 5.10).

Зусилля у хомутах і відгинах враховується по довжині c не більше $2h_0$ і не більше від значення c_0 , яке відповідає умові $Q_{s\omega} + Q_{s,inc} = Q_b$.

Сила Q_b визначається за формулою

$$Q_b = [\varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / c]. \quad (5.83)$$

Для важкого і комірчастого бетону коефіцієнт φ_{b2} приймається таким, що дорівнює 2; дрібнозернистого – 1,7; легкого за марки за щільністю, що дорівнює і більше $D 1900$ – 1,9; від $D 1800$ до $D 1500$ – 1,7; дорівнює і менше $D 1500$ – 1,5.

Коефіцієнт φ_f , який враховує вплив стиснених полицок, визначаємо за формулою

$$\varphi_f = 0,75 (b'_f - b) h'_f / b h_0, \quad (5.84)$$

але не більше 0,5.

При тому значення b'_f приймається не більше $b + 3h'_f$; у разі врахування зв'язів полицок поперечна арматура повинна бути надійно заанкерена у полицці і її кількість повинна бути не менше $M_\omega - 0,0015$.

Коефіцієнт φ_n , який враховує вплив поздовжніх сил, визначається за формулою: за наявності поздовжніх стискувальних сил N від зовнішнього навантаження або поперечного напруження у поздовжній арматурі, розташованій у розтягнутій зоні перерізу:

$$\varphi_n = 0,1N / R_{bt} b h_0 \quad (5.85)$$

але не більше 0,5;

за наявності поздовжніх розтягувальних сил

$$\varphi_n = 0,2N / R_{bt} b h_0 \quad (5.86)$$

але приймається за абсолютною величиною не більше 0,8.

Підсумковий коефіцієнт $1 + \varphi_f + \varphi_n$ приймаємо не більше 1,5.

Сила Q_b приймається не менше $\varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_b + b h_0$ при ϕ_{b4} , визначаємо згідно з п.5.5.

Розрахунок виконується у найнебезпечнішому похилому перерізі.

5. Розрахунок міцності елементів без поперечної арматури за обмеження розвитку похилих тріщин. Для залізобетонних елементів без поперечної арматури потрібно дотримуватися умови, яка обмежує розвиток похилих тріщин,

$$Q \leq \varphi_{b3} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / c, \quad (5.87)$$

але не більше $2,5 R_{bt} b h_0$ і не менше $\varphi_{bn} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0$.

Для важкого і комірчастого бетону коефіцієнт φ_{b3} приймається таким, що дорівнює 1,5; дрібнозернистого – 1,2; легкого, марки за щільністю, яка дорівнює і більше D 1900 – 1,2; дорівнює і менше D 1800 – 1,0.

Для важкого і комірчастого бетону коефіцієнт φ_{b4} приймається таким, що дорівнює 0,6; дрібнозернистого – 0,5; легкого, марки за щільністю, що дорівнює і більше D – 1900 – 0,5; дорівнює і менше D 1800 – 0,4.

Коефіцієнт φ_n визначається згідно з п.5.4.

За відсутності нормальних тріщин у зоні, яку розглядаємо, дію поперечних сил потрібно враховувати підвищення міцності елемента у порівняно з умовою (5.85), враховуючи умови

$$Q \leq R_{bt} \sqrt{1 + (\sigma_x + \sigma_y) / R_{bt} + (\sigma_x \cdot \sigma_y) / R_{bt}^2} \cdot b \cdot (I_{red} / S_{red}), \quad (5.88)$$

де σ_x, σ_y – нормальні стискальні напруження у бетоні на площі відповідно перпендикулярній і паралельній поздовжній площині елемента на рівні центра перерізу від зовнішнього навантаження і зусилля поперечного обтиску; S_{red} ; I_{red} – відповідно статичний момент частини перерізу розташованих по один бік від осі, яка проходить через центр ваги, і момент інерції перерізу, щодо осі, яка проходить через центр ваги перерізу.

Значення $\sigma_x, \sigma_y, S_{red}$ і I_{red} визначаються із розрахунку елемента як суцільного пружного тіла.

Розрахункове значення Q визначається згідно з п. 5.4.

6. Розрахунок міцності короткої консолі колони за нахиленою стисненою смугою бетону. Для коротких консолей колон ($l \leq 0,9 h_0$, рис. 5.20) потрібно враховувати підвищення міцності порівняно з умовою (5.87), враховуючи умову, яка забезпечує міцність бетону по похилій стисненій смузі між вантажем і опорою.

$$Q \leq 0,8 \varphi_{\omega 2} R_b l_b \cdot \sin Q, \quad (5.82)$$

але не більше $3,5 R_{bt} b h_0$,

де – Q – кут нахилу розрахункової бетонної смуги до горизонталі; l_b – розрахунковий розмір смуги бетону, який визначається за формулою

$$l_b = l_{sup} \sin Q + 2\alpha \cos Q$$

l_{sup} – довжина площини передавання навантаження вздовж вильоту консолі; $\varphi_{\omega 2}$ – коефіцієнт, який враховує вплив поперечної арматури; визначається за формулою $\varphi_{\omega 2} = 1 + 10\nu\mu_{\omega}$, де ν і μ_{ω} див. п. 5.3.

Під час розрахунку враховують горизонтальні і нахилені під кутом 45° хомути.

7. Розрахунок похилих перерізів на дію згинальних моментів. Для залізобетонних елементів із поперечною арматурою повинна дотримуватися умо-

ва, яка забезпечує міцність елемента за нахиленим перерізом, який проходить по похилій тріщині, на дію згинального моменту

$$M \leq M_s + M_{s\omega} + M_{s,inc} \quad (5.90)$$

Момент M визначається від зовнішнього навантаження, розташованого по один бік від похилого перерізу, який розглядаємо, щодо осі, перпендикулярної до площини дії моменту і розташованої посередині висоти стисненої зони.

Моменти $M_s, M_{s\omega}, M_{s,inc}$ визначаються відповідно як сума моментів щодо тієї самої осі від зусилля у поздовжній арматурі, у хомутах і відігнутих стрижнях, які пересікають розтягнуту зону похилого перерізу, і обчислюються за формулами

$$M_s = R_s A_s Z_s; \quad (5.91)$$

$$M_{s\omega} = \sum R_s A_{s\omega} Z_{s\omega}; \quad (5.92)$$

$$M_{s,inc} = \sum R_s A_{s,inc} Z_{s,inc}, \quad (5.93)$$

де $Z_s, Z_{s\omega}, Z_{s,inc}$ – відстані від площин розташування відповідно поздовжньої арматури, хомутів і відігнутих стрижнів до вказаної вище осі.

Висота стисненої зони нахилоного перерізу, заміряна по нормалі до стиску – тої грані елемента, визначається із умови рівноваги проекції зусиль у бетоні і арматурі у перерізі який розглядаємо на нормаль до стисненої зони.

Похилі перерізи на дію моменту розраховують у місцях обриву або відгину поздовжньої арматури у прольоті, а також у приопорній зоні балок і у вільного краю консолі.

Для конструкції із комірчастого бетону зусилля у поздовжній арматурі за похилою тріщиною повинні визначатися за розрахунком тільки із врахуванням роботи поперечних анкерів на при опорних ділянках.

Окрім того, похилі перерізи на дію моменту розраховують у місцях різної зміни конфігурації елементів (підрізання, вузли і тощо).

5.4 Побудова епюри матеріалів

Під час конструювання згинальних елементів (головних балок, ригелей рам, підкранових балок і інших відповідальних конструкцій) приходить будувати епюри матеріалів, які являють собою епюри фактичних згинальних моментів, що сприймає цей елемент на всій його протяжності.

Якщо згинальний елемент правильно сконструйований, епюра матеріалів все буває описаною щодо епюри згинальних моментів і не повинна врізатися в неї. Якщо епюра матеріалів пересікає епюру згинальних моментів, значить на цій ділянці несуча здатність елемента по згинальному моменту недостатня.

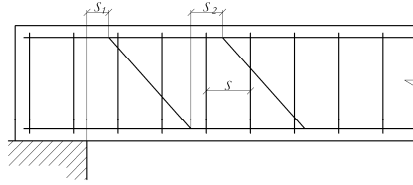


Рис. 5.19. Відстань між хомутами і відігнутими стержнями

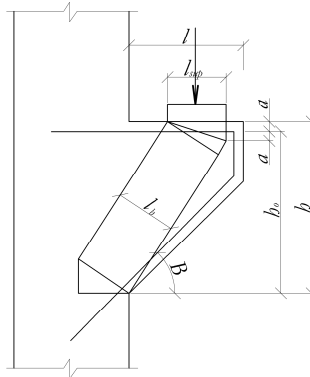


Рис. 5.20. Розрахункова схема для короткої консолі при розрахунку її по нахилено-стиснутій смузі бетону

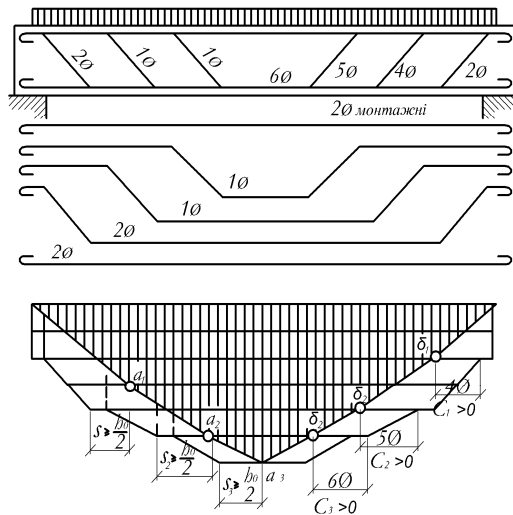


Рис. 5.21. Схема побудови епюри матеріалів

Оскільки вибір перерізів здійснюється, зазвичай, у прольоті і на епюрі (у разі нерозрізної або рамної конструкції), то побудова епюри матеріалів необхідна для забезпечення міцності проміжних перерізів.

Для побудови епюри матеріалів використовується формула (5.27) $M = R_s A_s Z_b$, де $Z_b = \eta h_0$ – плече внутрішньої пари, яке визначається із розрахунку.

Для практичної побудови епюри матеріалів наближено приймають $\eta = 0,85$. Тоді згинальний момент за відомої площі перерізу арматури A_s ,

$$M_{пер} = R_s A_s \eta h_0 = 0,85 R_s A_s h_0. \quad (5.94)$$

На ділянках, де A_s зберігає постійне значення, $M_{пер}$ буде постійним і графічно відображається горизонтальною лінією (рис.5.21).

На ділянках, де відповідні робочі стрижні відгинаються у стиснену зону, у формулі (5.94) значення A_s зменшуватиметься по мірі наближення до опори. Тому $M_{пер}$ також буде зменшуватись, і у результаті епюра матеріалів буде мати східчастий характер.

Під час побудови епюри матеріалів необхідно перевіряти розташування також початку і кінця відгинів.

Під час побудови епюри матеріалів необхідно перевіряти розташування також початку і кінця відгинів.

У разі обриву стрижнів на епюрі матеріалів утвориться сходинка, оскільки в цьому місці різко зміниться площа A_s за незмінного h_0 . Від точок теоретичного обриву стрижні повинні бути продовжені у зону анкерівки (рис. 5.22).

Питання для самоперевірки

1. Назвіть основні види згинальних залізобетонних елементів.
2. Опишіть характер руйнування залізобетонного нормально армованого згинального елемента.
3. Назвіть два випадки розрахунку згинальних елементів за нормальними перерізами.
4. Накресліть розрахункову схему згинального елемента, що має переріз будь-якої симетричної форми, у граничному стані.
5. Яка розрахункова схема згинального елемента, прямокутного перерізу з одинарною арматурою, у граничному стані.
6. Які задачі розрахунку згинальних елементів прямокутного перерізу можна розв'язувати за допомогою таблиць?
7. Накресліть розрахункову схему згинального елемента прямокутного перерізу з двійною арматурою у граничному стані.
8. Назвіть особливості розрахунку таврових, двотаврових перерізів.
9. Поясніть характер руйнування згинального елемента за похилим переїзом від дії згинального моменту і поперечної сили.
10. Коли потрібна перевірка розрахунку міцності за похилим переїзом?
11. Поясніть призначення поперечної арматури, назвіть її основні види.
12. Як будується епюра матеріалів?

ТЕМА 6. СТИСНЕНІ ЕЛЕМЕНТИ

Лекція №9, №10

6.1 Конструктивні особливості

Залізобетонні елементи можуть бути стиснені зовнішніми повздовжніми силами центрально, тобто по осі поперечного перерізу, або позацентрово.

Центральний стиск – явище зустрічається рідко, його можна здійснити тільки у лабораторії. У реальних умовах через недосконалість геометричних форм елементів конструкцій, відхилення їх реальних розмірів від призначених за проектом, неоднорідності бетону і інших причин відбувається позацентровий вплив сил з так званими випадковими ексцентриситетами.

До центральностиснених елементів умовно зараховують: проміжні колони у будівлях і спорудах, верхні пояси ферм, завантажених у вузлах, висхідні розкоси і стійки ґратки ферм.

До позацентровостиснених елементів належать крайні колони промислових і цивільних будівель, стійки естакад, елементи рамних конструкцій, арок.

Залізобетонні колони за конструкцією діляють на три основних види: з гнучкою повздовжньою арматурою і поперечними стрижнями, або хомутами (рис.6.1,*a,b*); з опосередкованою арматурою у вигляді спіралі, або кілець (рис.6.1,*c*); з жорсткою (несучою) арматурою (рис.6.1, *d*).

Вибір тієї чи іншої конструкції колони залежить від призначення будівлі, способу його зведення, розміру навантаження, архітектурних і економічних вимог (міркувань).

Сьогодні найбільшого розповсюдження набули колони, що мають квадратний, прямокутний поперечний переріз. Але під час армування спіралями, або зварними кільцями приймають звичайно круглий, або багатокутний поперечний переріз. У промисловому будівництві використовують колони ефективного двотаврового поперечного перерізу (переважно для важко навантажених колон).

Із трьох основних видів колон розглянемо колони із гнучкою повздовжньою арматурою.

Такі колони армують повздовжніми робочими стрижнями, або в'язаними хомутами (рис.6.2). Несуча здатність таких колон забезпечується сумісною роботою на стиск бетону і повздовжньої арматури, яка сприймає на себе частину навантаження.

Основне призначення поперечної арматури полягає у попередженні передчасного випинання робочої арматури внаслідок повздовжнього згину. До того ж, поперечна арматура дає можливість утворення просторових арматурних каркасів.

У разі незначних ексцентриситетів повздовжнього зусилля поперечні перерізи призначають, переважно, квадратними.

За дії значних моментів, розміри поперечних перерізів збільшують у

площині дії моменту. У цих випадках доцільні перерізи прямокутні, двотаврові тощо.

Розміри сторін прямокутних перерізів колон за величини їх до 500мм. приймають кратними 50 мм.; за більших величин – кратним 100 мм. Колони перерізу 250х250 мм. у монолітному залізобетоні не рекомендують через труднощі їх бетонування.

Для звичайних не дуже навантажених колон використовують бетон В20.

Для колон промислових будівель, які несуть важке кранове навантаження, а також для нижніх поверхів багатопверхових будівель застосовують бетон класу В30 і В40, а в окремих випадках В50 і В60. Бетон класу В15 використовують тільки у колонах, поперечні розрізи яких призначають конструктивно.

Як повздовжню робочу арматуру доцільно використовувати гарячекатану сталь класів А-II і А-III, а для поперечного армування – звичайну арматуру дроту класу В-1 і гарячекатану сталь А-I.

Повздовжню арматуру необхідно назначати за можливості великих діаметрів (від 12-40мм.), оскільки товстіші стрижні менш гнучкі.

У поперечному перерізі колони, стрижні повздовжньої арматури розміщують біля поверхні елемента (із захисним шаром бетону). Віддаль між повздовжніми стрижнями потрібно приймати не менше від 30мм і не менше діаметра стрижня.

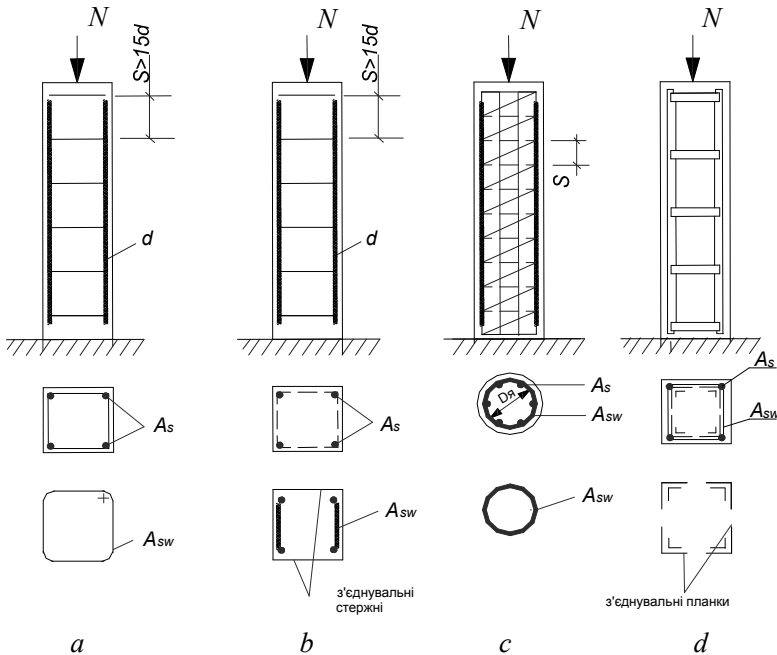


Рис. 6.1. Колони: *a* – з в'язаними каркасами; *b* – із зварними каркасами; *c* – із зварними кільцями; *d* – з жорсткою арматурою.

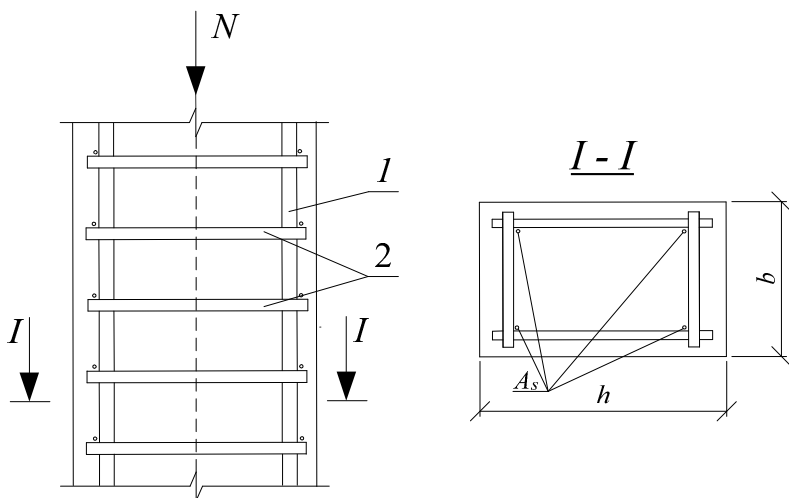


Рис. 6.2. Армування залізобетонних елементів при малих ексцентриситетах поздовжньої сили: 1 – повздовжня аматура; 2 – хомути.

Арматуру виготовляють у вигляді зварних або в'язаних каркасів. Просторові зварні каркаси виконують зварюванням із окремих плоских каркасів (рис.6.3,*a,b*), або із двох плоских каркасів, з'єднаних поперечними стрижнями. У в'язаних каркасів стрижні повздовжньої арматури об'єднують у просторовий каркас хомутами за допомогою в'язального дроту (рис.6.3,*c,d*).

У зварних каркасах всі поперечні стрижні приварюють до всіх кутових стрижнів. Хомути в'язаних каркасів повинні бути розміщені так, щоб повздовжні стрижні, у всякому випадку, через один, були розташовані у місцях перегину хомутів, а самі перегини – на віддаль у плані, не більше 400мм. При ширині грані перерізу не більше 400мм і кількості повздовжніх стрижнів біля кожної грані не більше чотирьох. Всі повздовжні стрижні охоплюються одним хомутом. У всіх інших випадках встановлюють додаткові хомути (рис. 6.3,*a*), або поперечні стрижні з гаками-шпильками (рис. 6.3,*d*).

Поперечні стрижні (хомути), повинні бути розташовані на віддаль не більше $15d$ у в'язаних каркасах і $20d$ у зварних (d – найменший діаметр повздовжніх стиснених стрижнів). Віддаль між поперечними стрижнями (хомутами), у всіх випадках не повинна перевищувати 500мм. Віддаль між хомутами у межах стику стисненої арматури внаклад без зварювання повинно бути не більше $10d$.

Діаметр поперечних стрижнів (хомутів), встановлюють без розрахунку і у в'язаних каркасах приймають такими, що дорівнюють не менше 5 мм, а також не менше $0,2d$ при хомутах із звичайного дроту класу В-1 діаметром 5мм., або із сталі класу А-1 і $0,25d$ при хомутах із сталі інших видів (d – найменший діаметр повздовжніх стрижнів). У зварних каркасах мінімальний діаметр попе-

речних стержнів приймають із умови зварювання.

На рис.6.4 показано приклад армування колони одноповерхової промислової будівлі.

У стиснених елементах найбільше повздовжнє армування, зазвичай, не перевищує 3%, а найменше повинно бути не менше 0,3–0,5%.

Оптимальний відсоток армування з економічної доцільності становить 0,8–1,5%.

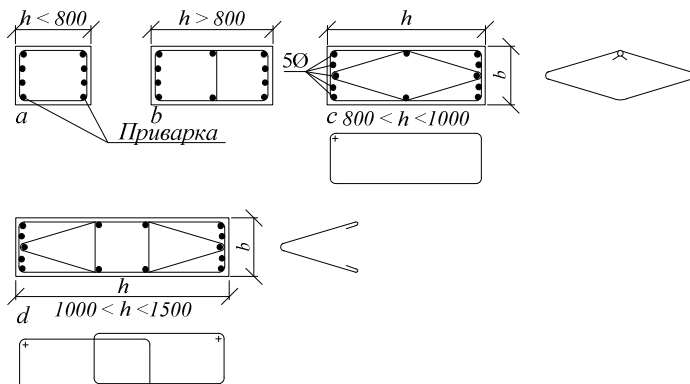


Рис. 6.3. Армування позациентрово стиснутих колон прямокутного перерізу

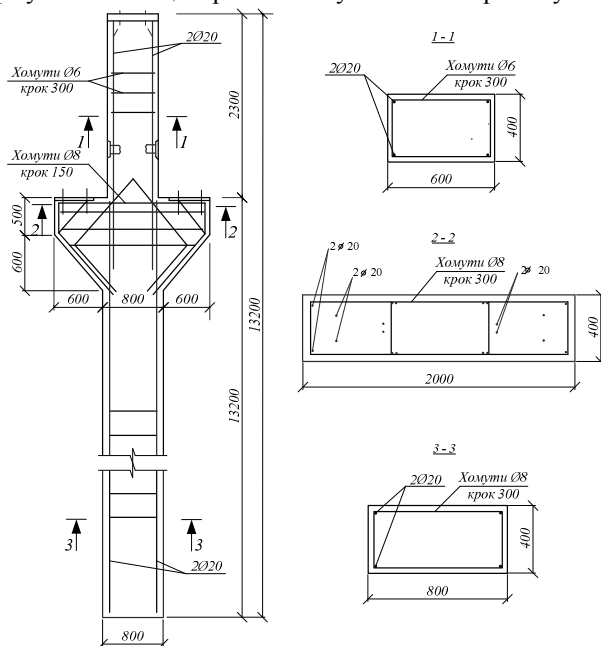


Рис. 6.4. Приклад армування позациентрово стиснутої колони прямокутного перерізу

6.2 Загальні розрахункові засади

Позацентрово-стисненими елементами називають такі, які піддаються дії повздовжньої стискальної сили незалежно від її ексцентриситету (віддалі від стискальної сили до центра ваги перерізу).

Під час розрахунку позацентрово-стиснених залізобетонних елементів постійно повинен враховуватись випадковий ексцентриситет e_a зумовлений неоднорідністю бетону в перерізі елемента і іншими випадковими факторами (чинниками), при тому e_a потрібно підсумувати з ексцентриситетом повздовжньої сили, одержаним за статичним розрахунком.

Значення випадкового ексцентриситету приймають таким, що дорівнює не менше: 1/600 вільної (розрахункової) довжини елемента, 1/50 висоти перерізу елемента, або 1 см. Отже, для одержання загального ексцентриситету e_0 (ексцентриситет повздовжньої сили щодо центра ваги приведенного перерізу) у елементах статично-визначених конструкцій, необхідно випадковий ексцентриситет підсумовувати із розрахунковим ексцентриситетом повздовжньої стискальної сили

$$e_0 = e_a + e_{op}, \quad (6.1.)$$

де e_{op} – розрахунковий ексцентриситет.

Для елементів статично невизначених конструкцій значення e_0 , приймають таким, що дорівнює ексцентриситету, отриманому із статичного розрахунку конструкції, але не менше e_a . Центральні-стиснені елементи розраховують як позацентрово-стиснені з випадковим ексцентриситетом. Особливість руйнування позацентрово-стиснених залізобетонних елементів залежить від ексцентриситету повздовжньої сили a_0 і армування стисненої і розтягнутої зони перерізу елемента.

Під час завантаження повздовжньою силою з великим ексцентриситетом, або за наявності у розтягнутій зоні не високоміцної арматури, руйнування починається з боку розтягнутої грані перерізу. Спочатку появляються тріщини в розтягнутому бетоні, які по мірі збільшення навантаження (напруження), у арматурі розкриваються все ширше; нейтральна вісь переміщається ближче до стисненої грані. Коли у розтягнутій арматурі досягається межа текучості, починається руйнування елемента, зумовлене досягненням граничних опорів у стисненому бетоні і стисненій арматурі. Такий вид руйнування позацентрово-стиснених елементів (випадок перший), спостерігається за відносною висоти стисненої зони $\xi \leq \xi_y$, де визначається за формулою (19.15).

У разі дії повздовжньої сили з малим ексцентриситетом, або за спіральної арматури переріз елемента може виявитись повністю стисненим, або мати незначну стиснену зону. Відповідно арматура A'_s стиснена, а арматура A_s розташована у грані, віддаленої від сили, може бути і стисненою і розтягнутою. Руйнування елемента у такому випадку починається із стиснутої зони (випадок другий), що відповідає $\xi > \xi_y$.

Отже, на основі дослідів розпізнають два основних випадки руйнування стиснених елементів:

1. *Перший випадок* (випадок великих ексцентриситетів), коли напружений стан наближається до згину і визначається у граничному стані досягненням розрахункового опору у розтягненій арматурі і стисненому бетоні.

2. *Другий випадок* (випадок малих ексцентриситетів), коли напружений стан наближається до центрального стиску і визначається у граничному стані досягненням розрахункового опору у стисненому бетоні.

Межею між цими двома випадками, є межа переармування або умова міцності стисненої зони для згинальних елементів. У загальному випадку для перерізів, які мають хоча би одну вісь симетрії і ексцентриситет у площині, яка проходить через цю вісь: при $\xi \leq \xi_y$ – перший випадок (випадок великих ексцентриситетів); при $\xi > \xi_y$ – другий випадок (випадок малих ексцентриситетів).

6.3 Розрахунок міцності позацентрово-стиснених елементів будь-якої симетричної форми, за першим випадком (випадком великих ексцентриситетів)

У цьому разі розрахунок у граничному стані за міцністю, виконується за таких засад:

- криволінійна епюра нормальних напружень у стисненій зоні бетону приймається прямокутною за постійного розрахункового опору для заданого класу бетону і перемінної висоти стисненої зони, залежної від класу бетону;
- розрахунковий опір бетону приймається таким, що дорівнює R_b ;
- напруження у розтягненій арматурі дорівнює R_s ;
- напруження у стисненій арматурі – $R_{s,c}$ за умови, що $z_s > z_b$ (де z_s і z_b – віддалі відповідно від арматури A_s до арматури A_s і до рівнодійної стискальних напружень у бетоні);
- опір бетону на розтяг не враховують;

Ці передумови (засади) збігаються з передумовами розрахунку згинальних елементів з подвійною арматурою.

Схема діючих зусиль у граничному стані показана на рис.6.5.

Оскільки особливість руйнування встановлений і задані напруження у арматурі і бетоні, для розрахунку достатньо рівнянь рівноваги (5.2).

Із рівняння моментів щодо точки прикладання рівнодійної зусиль у арматурі S (рис.6.5, b, c), можна отримати умову міцності

$$Ne \leq R_b S_{bo} + R_{s,c} S_{s,o}, \quad (6.2)$$

в якій права частина збігається з умовою міцності для згинальних елементів з подвійною арматурою. Тут $S_{bo} = A_b z_b$; і $S_{s,o} = A_s' z_s$.

Із рівняння рівноваги проєкцій на повздовжню вісь елемента можна одержати другу умову

$$N \leq R_b A_b + R_{s,c} A_s' - R_s A_s. \quad (6.3)$$

Розташування нейтральної осі (під час перевірки міцності перерізу) зручно визначити із рівняння моментів щодо точки прикладання повздовжньої сили:

$$R_b S_{bN} \pm R_{s,c} A_s' e' - R_s A_s e = 0, \quad (6.4)$$

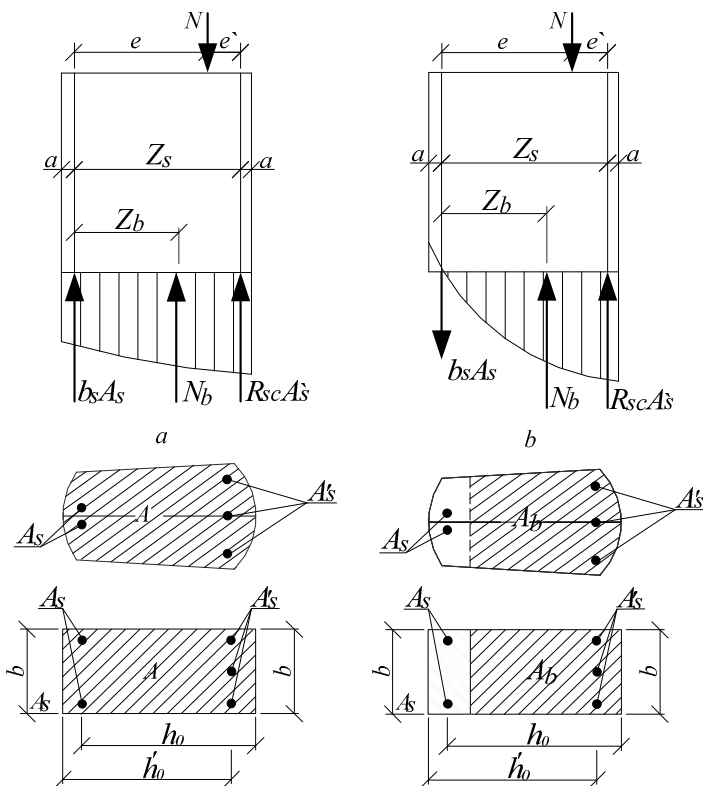


Рис. 6.6. Схема дії зусиль у поперечному перерізі позакентровано стиснутого елемента (другий випадок); *a* – весь переріз стиснутий; *b* – частина перерізу стиснута, а частина розтягнена

Тому за нормами пропонується розраховувати елементи за формулами (6.2) – (6.4).

У разі дуже малих ексцентриситетів сили N , коли весь переріз стиснено і $A_s < A'_s$ внаслідок зміщення центра ваги перерізу у бік арматури A'_s , а також внаслідок перерозподілу зусиль через повзучість бетону, руйнування елемента може початися з боку слабкішої арматури A_s . Щоб уникнути цього, потрібно перевіряти міцність зони, віддаленішої від повздовжньої осі сили N . Для цього складають рівняння моментів, подібні до (6.2), але щодо осі, яка проходить через центр A_s .

Якщо потрібно визначити несучу здатність перерізу арматури A_s і A'_s , то спочатку потрібно визначити розташування нейтральної осі x . Для цього використовують рівняння (6.4), у якому x входить у вираз S_{bn} . Після, підставляючи у формулу (6.3) знайдені значення x , вираховують шукане зусилля N .

6.5 Врахування впливу гнучкості позациентрово стиснених елементів і тривалості навантаження

Від впливу повздовжньої стискальної сили гнучкі елементи згинаються, що спричиняють збільшення початкового ексцентриситету e_0 повздовжньої сили N (рис.6.7). Тому позациентрово-стиснені залізобетонні елементи потрібно розраховувати за деформаціями з врахуванням непружних деформацій бетону і наявності тріщин у розтягненій зоні.

Вплив прогину позациентрово-стисненого елемента на ексцентриситет повздовжньої сили щодо центра ваги перерізу враховується множенням цієї величини на коефіцієнт повздовжнього згину.

Отже, віддаль від повздовжньої сили N , до центра ваги арматури A_s , яка вводиться в розрахункові формули (6.2), (6.4) - (6.6), визначається за формулою

$$e = e_0 \eta + e_y, \quad (6.7)$$

де $e_y = h/2 - a$.

Під час розрахунку конструкцій допускається використання формули

$$e_0 = M/N + e_a$$

де M – розрахунковий момент щодо осі, яка проходить через центр ваги бетонного перерізу.

Випадковий ексцентриситет e_a визначають відповідно до п.п. 2 розділу 6.

Коефіцієнт повздовжнього згину наближено визначають за формулою

$$\eta = 1 / [1 - (N/N_{cr})], \quad (6.8)$$

де N – розрахункова повздовжня сила; N_{cr} – критична (ейлера) сила за жорсткості позациентрово-стисненого елемента у елемента, який має жорсткість, що дорівнює жорсткості позицентрово-стисненого елемента у критичному стані за міцністю у разі прикладання сили з ексцентриситетом e_0 .

Допускається розрахунок конструкцій за недеформованою схемою, враховуючи у разі гнучкості $e_0/l > 14$ вплив прогину елемента на його міцність, множенням e_0 на коефіцієнт η . При тому, умовну критичну силу у формулі (4.8) для визначення η приймають такою, що дорівнює

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_0^2} \cdot \left[\frac{I_b}{\varphi_i} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta} + 0,1 \right) + \nu \cdot I_s \right], \quad (6.9)$$

де I_b – момент інерції бетонного перерізу; I_s – момент інерції перерізу арматури, який для приведення його до бетону множать на коефіцієнт приведення $\nu = E_s/E_b$; I_b і I_s визначають щодо центра ваги бетонного перерізу, φ_i – коефіцієнт, що враховує вплив довготривалої дії навантаження на прогин елемента у граничному стані:

$$\varphi_i = 1 + \beta (M_i/M). \quad (6.10)$$

Тут β – коефіцієнт, який приймають залежно від виду бетону, (важкий – 1; дрібнозернистий – 1-1,5; легкий – 1-1,25; поризований – 2; комірковий – 1,3-1,5).

Моменти M_i і M визначають щодо осі, паралельної лінії, яка обмежує стиснену зону і яка проходить через центр найрозтягнутішого бетону або найменш стиснутого (у разі повністю стисненого перерізу) стрижня арматури, відповідно від дії повного навантаження і від дії постійних і довготривалих навантажень;

$$\delta_{min} = 0,5 - 0,01 (l_0/h) - 0,01R_b, \quad (6.11)$$

де R_b – у МПа, δ – коефіцієнт приймають таким, що дорівнює e_o/h .

Якщо згинальні моменти (або ексцентриситети) від дії повного навантаження і від дії постійних і довготривалих навантажень мають різні знаки, то при абсолютному значенні ексцентриситету повного навантаження e_o , що перевищує $0,1h$, приймають $\varphi_i = 1$,

якщо ця умова не задовольняється, значення $\varphi_i = \varphi_{il} + 10(1 - \varphi_{il}) (l_0/h)$ де φ_{il} визначають за формулою (6.10), приймаючи таким, що дорівнює добутку повздовжньої сили на віддаль від центра ваги перерізу до відповідної сили на віддаль від центру ваги перерізу до відповідної осі, при тому відношення M_i/M приймають не більше 1.

Розрахункові довжини l_0 позacentрово-стиснених залізобетонних елементів пропонується визначити як для елементів рамної конструкції з врахуванням її деформованого стану за найневигоднішого для цього елемента розтягу навантаження, беручи до уваги напружені деформації матеріалів і наявність тріщин.

Для елементів, які найчастіше зустрічаються в конструкціях допускається приймати розрахункові довжини l_0 такими, що дорівнюють:

a – для колон багатоповерхових будівель за кількості прольотів не менше двох і з'єднаних ригелів і колон, які розраховують як жорсткі у разі збірних конструкцій перекриттів – H ; у разі монолітних конструкцій перекриттів – $0,7H$, де – H висота поверху (віддаль між центрами вузлів);

b – для колон одноповерхових будівель із шарнірним обпиранням несучих конструкцій покриттів, жорстких у своїй площині (здатних передавати горизонтальні зусилля), а також для естакад – за табл. 6.1.

Для елементів із дрібнозернистого бетону групи B у формулу (6.9) замість величини 6,4 підставляють 5,6.

Під час розрахунку із площини ексцентриситет повздовжньої сили e_o приймають таким, що дорівнює значенню випадкового ексцентриситету e_a .

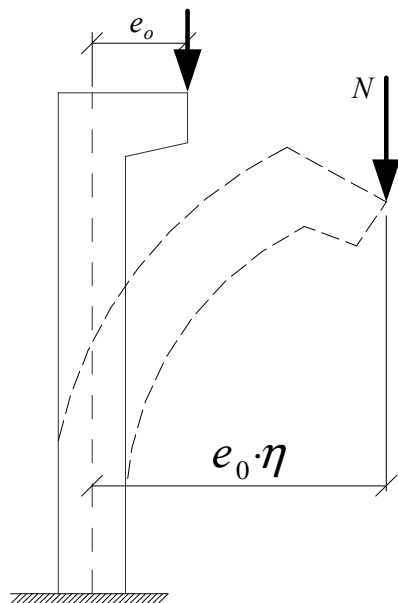


Рис. 6.7. Збільшення ексцентриситету поздовжньої сили в гнучких елементах.

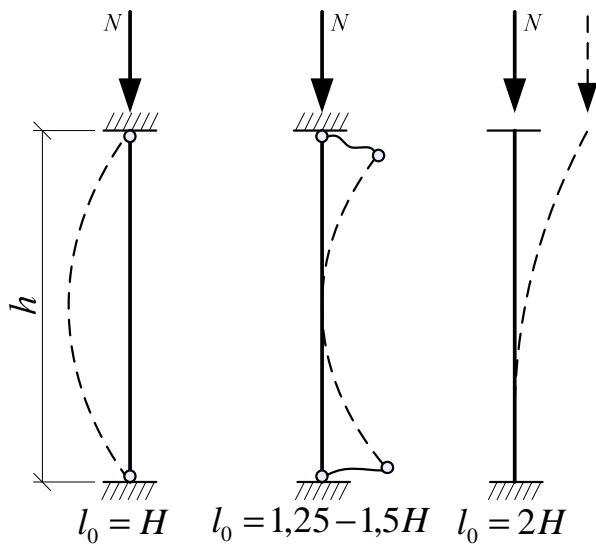


Рис. 6.8. Гнучкість елементів у залежності від способу закріплення кінців.

Таблиця 6.1 Розрахункова довжина колон одноповерхових будівель

Характеристика будівлі і колон	Розрахункова довжина l_0 колон одноповерхових будівель під час розрахунку їх у площині		
	поперечної рами або перпендикулярної до осі естакади	перпендикулярної до поперечної рами або паралельної до осі естакади	
		за наявності	за відсутності
		зв'язків у площині поздовжнього ряду колон або анкерних опор	
1	2	3	4
Із мостовими кранами з врахуванням навантаження; підкранова (нижня), частина колони при підкранових балках:			
- розрізних	1,5 H_1	0,8 H_1	1,2 H_1
- нерозрізних	1,2 H_1	0,8 H_1	0,8 H_1
Також підкранова (верхня) частина колони при підкранових балках:			
- розрізних	2 H_2	1,5 H_2	2 H_2
- нерозрізних	2 H_2	1,5 H_2	1,5 H_2
Також врахування навантаження від кранів; підкранова (нижня) частина колони:			
- однопрольотних			
- багатопрольотних	1,5 H	1,8 H_1	1,2 H
Також надкранова (верхня) частина, колони при підкранових балках:	1,2 H	0,8 H_1	1,2 H
- розрізних			
- нерозрізних	2,5 H_2	1,5 H_2	2 H_2
Без мостових кранів; колони східчасті, нижня частина колон будівель	2 H_2	1,5 H_2	1,5 H_2
- однопрольотних	1,5 H	0,8 H	1,2 H
- багатопрольотних	1,2 H	0,8 H	1,2 H
Також верхня частина колон	2,5 H_2	2 H_2	2,5 H_2

Продовження таблиці 6.1			
Також, колони постійного перерізу будівель:			
- однопрольотних	1,5 Н	0,8 Н	1,2 Н
- багатопрольотних	1,2 Н	0,8 Н	1,2 Н
Відкриті кранові естакади при підкранових балках			
- розрізних	2 Н ₁	0,8 Н ₁	1,5 Н ₁
- нерозрізних	1,5 Н ₁	0,8 Н ₁	Н ₁
Відкриті естакади під трубопроводами, при з'єднанні колон з прогоновою будовою:			
- шарнірним	2 Н	Н	2 Н
- жорстким	1,5 Н	0,7Н	1,5 Н

Н – повна висота колон від верхньої частини фундаменту до горизонтальної конструкції (крокв'яної або підкрокв'яної, розпірки) і відповідної площини;
Н₁ – висота підкрокв'яної частини колон від верхньої частини фундаменту до низу підкрокв'яної балки;
Н₂ – висота надкранової частини колони від сходинок колони до горизонтальної конструкції у відповідній площині. За наявності зв'язку до верху колони у будівлях з мостовими кранами розрахункова довжину надкранової частини колон у площині осі поздовжнього ряду колон приймають такою, що дорівнює Н₂.

6.6 Розрахунок міцності позацентрово-стиснених елементів прямокутного перерізу

У практичних розрахунках прямокутних перерізів найчастіше всього приходится за відомих і інших даних визначати A_s і A'_s . Для цього необхідно, насамперед встановити, до якого випадку позацентрового стиску належить задача, яку ми розглядаємо. Як відзначено вище, при $x < \xi_y h_0$ – перший випадок, а при $x > \xi_y h_0$ – другий випадок. Однак під час розрахунку перерізів x – невідоме, тому потрібно орієнтуватися за ексцентриситетом.

При $e_0 \eta > 0,8 h_0$ перерізи доцільно запроєктувати як такі, що працюють за першим випадком, а при $e_0 \eta < 0,3 h_0$ – за другим випадком.

Для розрахунку за першим випадком розрахункові формули можна одержати із виразів (6.2) – (6.4):

$$N_e < R_l b x (h_0 - 0,5x) + R_{s-c} A'_s (h_0 - a'); \quad (6.12)$$

$$N \leq R_b b x + R_{s-c} A'_s - R_s A_s; \quad (6.13)$$

$$R_b b x (e - h_0 + 0,5x) \pm R_{s,c} A_s' - R_s A_s e = 0. \quad (6.14)$$

Перший член правої частини нерівності (6.12) має такий самий вигляд, як для згинальних елементів (5.24), (5.26) і (5.35) цей вираз можна подати у вигляді

$$N_e \leq A_0 R_b b h_0^2 + R_{s,c} A_s (h_0 - a'), \quad (6.15)$$

де $A_0 = \xi(1 - 0,5\xi)$; $\xi = x / h_0$.

Положення нейтральної осі визначають із умови (6.13)

$$R_b b x (e_0 - h_0 + 0,5x) \pm R_{s,c} A_s' l' - R_s A_s e = 0;$$

звідки

$$x = (h_0 - e) + \sqrt{\left[\frac{2(R_s A_s e \pm R_{s,c} A_s')}{R_b \cdot b + (h_0 - e)^2} \right]}. \quad (6.16)$$

Площу перерізу арматури A_s і A_s' знайдемо за формулами, одержаними із виразів (6.12) і (6.13):

$$A_s' = [N_e - R_b b x (h_0 - 0,5x)] / R_{s,c} (h_0 - a'); \quad (6.17)$$

$$A_s = \frac{R_b b x}{R_s} + \frac{R_{s,e}}{R_s} - \frac{N}{R_s}. \quad (6.18)$$

У цих двох рівняннях містять три невідомі: A_s , A_s' , x ; отже, можна вибрати множину значень, які задовольняють умови (6.17) і (6.18).

Під час проектування конструкцій необхідно вибирати таке рішення, яке б відповідало найекономічнішому армуванню: $(A_s + A_s')_{\min}$; ця третя умова робить задачу повністю визначеною.

Прийнявши, просуваємо почленно праві і ліві частини рівнянь (6.17) і (6.18) і після перетворень зобразимо суму у вигляді

$$(A_s + A_s')_{\min} = [N(2e - h_0 + a') - R_b b \cdot x(h_0 + a' - x)] / R_s (h_0 - a')_{\min}. \quad (6.19)$$

У цьому виразі від x залежить тільки другий член у чисельнику. Тому вираз (6.19) досягає мінімального значення за умови

$$[R_b b x (h_0 + a') - x]_{\min}.$$

Цей вираз матиме максимум тоді, якщо його перша похідна по x дорівнюватиме нулю:

$$R_b b x (h_0 + a' - 2x) = 0.$$

Звідси визначаємо найвигідніше розташування нейтральної осі, за якого сумарна площа перерізу арматури A_s і A_s' буде мінімальною, тобто витрата сталі буде мінімальною

$$x = (h_0 + a') / 2 = (z_s + a' + a') / 2 = (z_s) / 2 + a'. \quad (6.20)$$

Із виразу (6.20) очевидно, що нейтральна вісь ділить навпіл віддаль між

центрами ваги A_s і A'_s .

При $R_{s,e} \neq R_s$ нейтральна вісь при найвигіднішому її положенні ділить z_s у відношенні, оберненому їхнім розрахунковим опорам

$$x = z_s \left[R_s / (R_s + R_{s,e}) + a' \right]. \quad (6.21)$$

Це правило справедливе для перерізів будь-якої форми, симетричної щодо площини згину, не тільки для позацентрово-стиснених елементів, але і для позацентрово-розтягнутих та згинальних елементів.

Для елементів прямокутного перерізу у разі бетону класу В30 і нижче можна наближено прийняти $a' = 0,1h_0$ і $x = 0,35h_0$.

Тоді із рівняння (6.17)

$$A'_s = (Ne - 0,4R_b b \cdot h_0^2) / \left[R_{s,c} (h_0 - a') \right], \quad (6.22)$$

а площу перерізу розтягнутої арматури визначають за формулою:

$$A_s = (R_b / R_s) b \xi h_0 + (R_{s,c} / R_s) A'_s - (N / R_s), \quad (6.23)$$

яка витікає із виразу (6.18).

У формулу (6.23) необхіднo підставити $\xi = 0,55$, якщо A'_s знайдене із виразу (6.22).

Максимальне значення A'_s за класу бетону В40 і вище і заданих розмірів перерізу (яке відповідає найменшому значенню суми $A_s + A'_s$) одержимо у разі повного використання стисненої зони бетону, тобто при $\xi = \xi_y$ і $A_0 = A_{0max}$. Тому формула для визначення розрахункової площі перерізу стисненої арматури набуде вигляду:

$$A'_s = (Ne - A_{0max} R_b b h_0^2) / R_{s,c} (h_0 - a'). \quad (6.24)$$

За такого значення A'_s площу перерізу розтягнутої арматури A_s визначають за формулою (6.23) при $\xi = \xi_y$. Значення A_{0max} і ξ_y вибираємо з табл. 19.2.

Якщо площу перерізу стисненої арматури A'_s , отримано за формулою (6.24), виявляється менше конструктивного мінімуму, тоді A'_s призначають із конструктивних міркувань і елемент розраховують як у разі заданої стисненої арматури. У такому разі спочатку із виразу (6.15) визначають

$$A_0 = \left[Ne - R_{s,c} A'_s (h_0 - a') \right] / R_b b h_0^2: \quad (6.25)$$

потім за табл. 5.1 одержують відповідні значення ξ і обчислюють A_s за формулою (6.23).

Під час врахування стисненої зони арматури необхідно, щоб у розрахунку задовольняли умову $x \geq 2a'$. Якщо цю умову дотримано, площа перерізу розтягнутої арматури, згідно з виразом (6.6), визначають за формулою

$$A_s = Ne' / \left[R_s (h_0 - a') \right]. \quad (6.26)$$

За порівняно великих значень a' / h_0 і при $x < 2a'$ може виявитися, що

$$N_e < R_b b 2a' (h_0 - a'). \quad (6.27)$$

У такому разі врахування стиснутої арматури призведе до перевитрат арматури S або під час перевірки міцності (у разі заданої A_s) до зниження несучої здатності елемента, оскільки плече внутрішньої пари буде менше, ніж під час розрахунку без врахування стисненої арматури ($z_s < z_b$). Тому площу перерізу арматури із рівняння моментів щодо центра ваги стисненої зони бетону (див. рис. 6.5).

$$N(e - z_b) - R_s A_s z_b = 0, \quad (6.28)$$

звідки, підставляючи $z_b = \eta h_0$, одержимо

$$A_s = (N / R_s) [(e / \eta h_0) - 1], \quad (6.29)$$

де η визначають за табл. 19.1 відповідно до значення

$$A_0 = Ne / (R_b b h_0^2). \quad (6.30)$$

Прямокутний переріз позациентрово-стиснених елементів за другим випадком розраховують при $\xi = x / h_0 > \xi_y$. Висота стисненої зони бетону класу В30 і нижче з арматурою класів AI – AIII за формулою

$$N + \sigma_s A_s - R_{s-c} A'_s = R_b b x, \quad (6.31)$$

де

$$\sigma = \left[2(1 - x / h_0) / (1 - \xi_y) - 1 \right] R_s, \quad (6.32)$$

Позациентрово-стиснені елементи незалежно від результатів розрахунку завжди повинні мати арматуру S і арматуру S' , мінімально допустимі перерізи яких нормовані (табл. 6.2).

Іноді доцільне симетричне армування ($A_s = A'_s$), наприклад, коли на елемент діють близькі за значенням моменти різних знаків або коли перевитрати арматури порівняно з несиметричним армуванням не перевищує 5, а також за достатньо низького відсотка армування

$$\left[(A_s + A'_s) / b h_0 \right] 100\% \leq 0,8\%.$$

Таблиця 6.2 Мінімальна площа перерізу повздовжньої арматури у позациентрово-стиснених елементах

Гнучкість	$l_0 / i < 17$	$17 \leq l_0 / i \leq 35$	$35 < l_0 / i \leq 83$	$l_0 / i > 83$
$A_s, A'_s, \%$	0,05	0,1	0,20	0,25

Підставляючи у загальну формулу (6.2) умову симетрії $A_s = A'_s$ і $R_s = R_{s-c}$, одержимо

$$N = R_b b x, \quad (6.33)$$

звідки

$$x = N / R_b b; \quad (6.34)$$

$$\xi = x / h_0 = N / R_b b h_0. \quad (6.35)$$

При $\xi \leq \xi_y$ (перший випадок) площу перерізу симетричної арматури визначають із формули (6.12), використовуючи співвідношення (6.30) і (6.34),

$$A_s = A'_s = \frac{N_e - R_b b x}{R_s (h_0 - a)} = \frac{N (e - h_0 + N / 2 R_b b)}{R_s (h_0 - a)}. \quad (6.36)$$

Для розрахунку позacentрово-стиснених залізобетонних елементів за другим випадком (при $e_0 \eta \leq 0,3 h_0$ або $x > \xi_y h_0$) розрахункові формули можна бути одержати із виразів (6.12) і (6.13) підставленням у них замість R_s напружень σ_s , і обчислюють за формулою (6.32).

У першому наближенні A'_s можна визначити за формулою для граничного випадку

$$A'_s = \frac{N_e - A_{0max} R_b b h_0^2}{R_{s-c} (h_0 - a')}. \quad (6.37)$$

Площу перерізу A_s попередньо визначають із виразу, аналогічно до формули (6.37), за одержаним рівнянням моментів щодо осі, яка проходить через точку прокладання діючої зусиль у арматурі S' :

$$A_s = \left[N e' - A_{0max} R_b b (h_0')^2 \right] / R_{s-c} (h_0' - a). \quad (6.38)$$

Значення A'_s і A_s , одержані за формулами (6.37) і (6.38), потім уточнюють за формулами (6.12) і (6.13) з підставленням у них замість R_s напружень σ_s .

Якщо ексцентриситет $\eta \cdot e_0$ є у межах $0,3 h_0 > e_0 \eta > 0,15 h_0$ і відсоток армування A_s (слабко стисненої) або A_s^* (слабко розтягнутої) практично завжди виявляється меншим від конструктивного мінімуму.

За сили N , яка прикладається із випадковим ексцентриситетом ($l_0 \leq l_a$), при $l_0 \leq 20 h$ розрахунок стиснених елементів дозволено виконувати із умови

$$N \leq m\varphi \left[R_b A + R_{s,e} (A_s + A'_s) \right], \quad (6.39)$$

де $m = 1$ при $h > 20$ см; $m = 0,9$ при $h < 20$, φ – коефіцієнт поздовжнього згину, значення якого визначають за формулою.

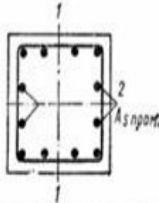
$$\varphi = \varphi_b + \varphi_{ж} - \varphi_b / \alpha, \quad (6.40)$$

тут φ_b і $\varphi_{ж}$ – коефіцієнти, які приймають за табл. 6.3:

$$\alpha = \left[R_{s,c} (A_s + A'_s) \right] / R_b A, \quad (6.41)$$

але не більше $A = bh$ площа перерізу (b і h відповідно ширина і висота).

Таблиця 6.3 Значення коефіцієнтів φ_b і $\varphi_{ж}$ при l_0 / h



$N_{дл} / N$	φ_b и $\varphi_{ж}$ при l_0/h							
	6	8	10	12	14	16	18	20
Коефіцієнт φ_b								
0	0,93	0,92	0,91	0,9	0,89	0,86	0,83	0,8
0,5	0,92	0,91	0,9	0,88	0,85	0,8	0,73	0,65
1	0,92	0,91	0,89	0,86	0,81	0,74	0,63	0,55
Коефіцієнт $\varphi_{ж}$								
А. При площі перерізу проміжних стержнів, розташованих при гранях, паралельних до площини, що розглядається $A_{s, пром} \leq 1/3 (A_s + A'_s)$								
0	0,93	0,92	0,91	0,9	0,89	0,87	0,84	0,81
0,5	0,92	0,92	0,91	0,9	0,87	0,84	0,8	0,75
1	0,92	0,91	0,90	0,88	0,86	0,83	0,77	0,7
Б Те ж, при $A_{s, пром} > 1/3 (A_s + A'_s)$								
0	0,92	0,92	0,91	0,89	0,87	0,84	0,8	0,75
0,5	0,92	0,91	0,9	0,87	0,83	0,79	0,72	0,65
1	0,92	0,91	0,89	0,86	0,8	0,74	0,66	0,58

Примітка: $N_{дл}$ – поздовжня сила від дії постійного і довготривалого навантаження; N – поздовжня сила від дії всього навантаження (постійних, довготривалих, короточасних).

За наявності проміжних стрижнів, розташованих у граней, паралельних площині, яку розглядаємо, $A_s (A'_s)$ приймають такою, що дорівнює половині площі перерізу арматури у поперечному перерізі арматури у поперечному перерізі елемента.

Підбираючи необхідну арматуру, у обох випадках розрахунку для врахування гнучкості елемента (для визначення N_{cr} і η) за гнучкості $\alpha \leq 20$ дозво-

лено задаватись загальним відсотком армування перерізу, яке відповідає певним визначеним інтервалам армування (табл. 6.4).

За прийнятим коефіцієнтом μ обчислюють N_{cr} і η і одержують площу перерізу арматури A_s і A'_s за наведеними вище формулами.

Якщо одержана загальна площа перерізу $A_s + A'_s$ відповідає заданому інтервалу армування, розрахунок вважається закінченим.

Якщо ж $A_s + A'_s$ виявиться у іншому інтервалі армування, необхідно повторити розрахунок за повного значення μ .

Таблиця 6.4 Значення коефіцієнта армування μ у разі визначення N_{cr}

Інтервал відсотка одержання $\frac{A_s + A'_s}{A} \cdot 100\%$	Коефіцієнт армування μ
0,8 – 1,8	0,01
1,8 – 2,8	0,02
2,8 – 3,8	0,03

Приклад 6.1. Переріз позацинтрово-стисненого елемента $b = 30$, $h = 60$ см; розрахункова довжина елемента $l_0 = 9$ м ; бетон класу В20; $R_b = 11,5$ МПа; модуль пружності бетону $E_b = 24000$ МПа (див. табл. 18.5); арматура із гаряче-катаної сталі класу А-III ($R_s = R_{s.c} = 365$ МПа, $E_s = 200000$ МПа (див. табл. 17.1)).

Розрахункові поздовжні сили і згинальні моменти від постійного навантаження $N_n = 400000$ Н; $M_n = 150000$ Нм, від довготривалої дії частини навантаження $N_n = 200000$ Н; $M_{n.д.} = 100000$ Нм; від короточасної частини навантаження $N_n = 150000$ Н; $M_n = 50000$ Нм.

Потрібно підібрати площу перерізу арматури A_s і A'_s .

Розв'язання.

1. Визначаємо ексцентриситет:

$$e_{op} = M / N = 300000 \cdot 100 / 75 = 40 \text{ см.}$$

2. Визначаємо випадковий ексцентриситет:

$$e_a = h / 30 = 60 / 30 = 2 \text{ см або } e_a = l_0 / 600 = 900 / 600 = 1,5 \text{ см.}$$

Приймаємо більше значення $l_a = 2$ см.

3. Визначаємо гнучкість елемента $\lambda = l_0 / h = 900 / 60 = 15$.

Гнучкість елемента є у межах $20 > \lambda = 15 > 10$, тому потрібно враховувати повздовжній згин і довготривалу дію навантаження. При $\lambda < 20$ наближе-

но можна вважати, що $(A_s + A'_s) / \wedge$ є у першому інтервалі коефіцієнта армування, якому відповідає $\mu = 0,01$ (табл.6.4).

4. Обчислюємо загальний ексцентриситет l_0 за формулою (6.1)
 $l_0 = l_a + l_{op} = 2 + 40 = 42$ см; $l = l_0 + 0,5(h_0 - a) = 40 + 0,5(58 - 4) = 68$ см.

5. Одержуємо коефіцієнт φ_i , який враховує вплив довготривалої дії навантаження на міцність елемента у граничному стані.

За формулою (6.10) при $\beta = 1$

$$\varphi_i = 1 + \beta(M_i M) + 1 + \frac{150000 + 100000 + 50000}{150000 + 1000000} = 1 + 1,2 = 2,2.$$

6. Визначаємо $\delta = e_0 / h = 42 / 60 = 0,7$, що задовольняє умову (6.11)

$$\delta_{min} = 0,5 - 0,01(l_0 / h) - 0,01R_b = 0,5 - 0,01(900 / 50) - 0,01 \cdot 11,5 = 0,24$$

7. Знаходимо N_{cr} , за формулою (6.9)/жз

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_0^2} \left[\frac{I_b}{\varphi_b} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta} + 0,1 \right) + \nu I_s \right] = \frac{6,4 \cdot 24000 \cdot 100}{900} \left[\frac{540000}{2,20} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,7} + 0,1 \right) + \frac{200000}{24000} (30 - 4)^2 \right] \times \\ \times 0,01 \cdot 30 \cdot 60 = 18,96(58900 + 101400) = 3039460 \text{ Н.}$$

8. Визначаємо коефіцієнт повздовжнього згину η за формулою (6.10):

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{400000 + 200000 + 150000}{3039460}} = 1,328$$

9. Визначаємо ексцентриситет із врахуванням повздовжнього згину і випадок позacentрового стиску:

$$l_0 \eta = 42 \cdot 1,328 = 55,8 \text{ см} > h_0 = 0,3 \cdot 56 = 10,8 \text{ см; отже,}$$

Розрахунок виконують за першим випадком позacentрового стиску.

10. Визначаємо ексцентриситет e за формулою (6.7)

$$e = e_0 \eta + e_y = 42 \cdot 1,328 + 0,5(56 - 4) = 81,8 \text{ см.}$$

11. Обчислюємо площу перерізу арматури за формулами (6.22) і (6.23):

$$A'_n = \frac{N_e - 0,4R_b b h_0^2}{R_{s-c}(h_0 - a')} = \frac{750000 \cdot 81,8 - 0,4 \cdot 11,5 \cdot 100 \cdot 30 \cdot 56^2}{365 \cdot 100 \cdot 52} = 9,52 \text{ см}^2;$$

$$\mu = (9,52 / 3056) 100\% = 0,567\% > \mu_{min} = 0,2\% \text{ (табл. 6.2)}$$

$$A_s = (R_b / R_s) b \xi h_0 + R_{s-c} A'_n - N / R_s = 11,5 \cdot 100 \cdot 30 \cdot 0,55 \cdot 56 / 365 \cdot 100 + 9,52 - \\ - (750000 / 365 \cdot 100) = 29,1 + 9,52 - 20,55 = 18,07 \text{ см}^2$$

$$\mu = [(A_s + A'_s) / b h] 100\% = [(18,07 + 9,52) / 30 \cdot 60] \cdot 100\% = 1,53\%$$

Загальний відсоток армування μ відповідає прийнятому першому інтервалу відсотків армування (табл. 6.4).

Розрахунок вважаємо завершеним.

Приймаємо стиснену арматуру 4Ø8А-III ($A_s' = 10,17 \text{ см}^2$); розтягнену арматуру 4Ø25А-III ($A_s = 19,64 \text{ см}^2$).

Питання для самоперевірки

1. Які елементи залізобетонних конструкцій належать до позацентрово-стиснених.
2. Назвіть основні види залізобетонних колон.
3. Як визначають випадковий ексцентриситет?
4. Опишіть особливість руйнування позацентрово-стиснених елементів.
5. Назвіть два випадки руйнування позацентрово-стиснених елементів, межу між ними.
6. Нарисуйте розрахункову схему для першого і другого випадків розрахунку у граничному стані.
7. Як враховують вплив гнучкості позацентрово-стиснених елементів?

ТЕМА 7. РОЗСТЯГНЕНІ ЕЛЕМЕНТИ

Лекція №11

7.1 Конструктивні особливості

До центрально-розтягнутих елементів належать зтяжки і підвіски арок, нижні пояси, а також деякі розкоси і стійки крокв'яних ферм, стінки циліндричних резервуарів і трубопроводів, які піддаються тиску рідини із середини і інші елементи.

Центральний розтяг виникає, коли повздовжня розтягувальна сила N прикладена у центрі ваги перерізу (рис. 7.1).

Центрально-розтягнені елементи армують окремими стрижнями або зв'язаними каркасами з рівномірним розміщенням арматури у перерізі. У разі великої ширини конструкції (стінки резервуарів) можна використовувати зварні сітки. Діаметр повздовжньої арматури можна змінювати у широких межах (3–30 мм і більше).

Стики робочих стрижнів виконують переважно на зварці. У зв'язаних каркасах і сітках стики робочих стрижнів внаклад допускаються тільки для плитних елементів за довжини накладу не менше $20d$. Місця стиків розташовують врозбїг.

Коли повздовжня розтягувальна сила N прикладена з ексцентриситетом щодо центра ваги перерізу або коли повздовжня розтягувальна сила прикладена у центрі ваги перерізу, але одночасно діє згинальний момент M (рис.7.2 *a*), елемент працює на позacentровий розтяг. У таких умовах працюють стінки прямокутних резервуарів (рис. 7.2, *b*), елементи деяких рамних систем, стінки бункерів, нижні пояси крокв'яних ферм і зтяжки арок, якщо навантаження, прикладене між вузлами і ін.

Особливість армування позacentрово-розтягнутих елементів аналогічна особливості армування позacentрово-стиснених елементів: повздовжню робочу арматуру встановлюють по краях перерізу, перпендикулярним площині згину, і зв'язують поперечними хомутами.

7.2 Розрахунок міцності центрально- і позacentрово-розтягнутих елементів за нормальними перерізами

7.1. Центрально-розтягнені елементи. Під час розрахунку на міцність таких елементів роботу бетону на розтяг не враховують, все навантаження сприймається арматурою. На основі умови рівноваги розрахункова формула має вигляд

$$N \leq R_s \cdot A_{s, \text{tot}}, \quad (7.1)$$

де N – розрахункова повздовжня розтягувальна сила від зовнішнього навантаження; R_s – розрахунковий опір розтягнутої арматури; $A_{s, \text{tot}}$ – площа перерізу всієї повздовжньої арматури.

7.2. Позацентрово-розтягнені елементи. У разі позацентрового розтягу аналогічно як у згинальних елементів (пар.2, роз.19) і позацентрово-стиснені (пр.2,роз.20) розрізняють два випадки руйнування: $\xi < \xi_y$ –перший випадок; $\xi > \xi_y$ – другий випадок.

У першому випадку, коли стиснена зона у перерізі відсутня ($\xi = 0$), розрахункова повздовжня сила від зовнішнього навантаження повністю сприймається всією повздовжньою арматурою. Це відбувається у разі розташування повздовжньої сили між рівнодійний зусиль у арматурі S і S' (рис.7.3,а); переріз цілком розтягнений і опір бетону розтягу не враховують. Розрахунок виконують із умов, які впливають із рівнянь рівноваги моментів щодо арматури S і S' :

$$N \cdot e \leq R_s \cdot A_{s'} \cdot Z_s; \quad (7.2)$$

$$N \cdot e' \leq R_s \cdot A_s \cdot Z_{s0}; \quad (7.3)$$

де e і e' – ексцентриситети сили N до центра ваги арматури , відповідно S і S' .

Якщо за першого випадку частина перерізу стиснена, а друга – розтягнена (рис.7.3, б), розраховують на основі таких припущень: у граничному стані напруження у стисненому бетоні досягають розрахункового опору, R_b , у стисненій арматурі – $R_{s.c}$ і у розтягненій арматурі – R_s . Це збігається з передумовами розрахунку згинальних елементів з подвійною арматурою і розрахунку позацентрово-стиснених елементів.

Розрахункові формули для елементів будь-якої симетричної форми одержують із загальних рівнянь рівноваги

$$N \cdot e \leq R_b \cdot S_{b,0} + R_{s.c} \cdot S'_{s0}; \quad (7.4)$$

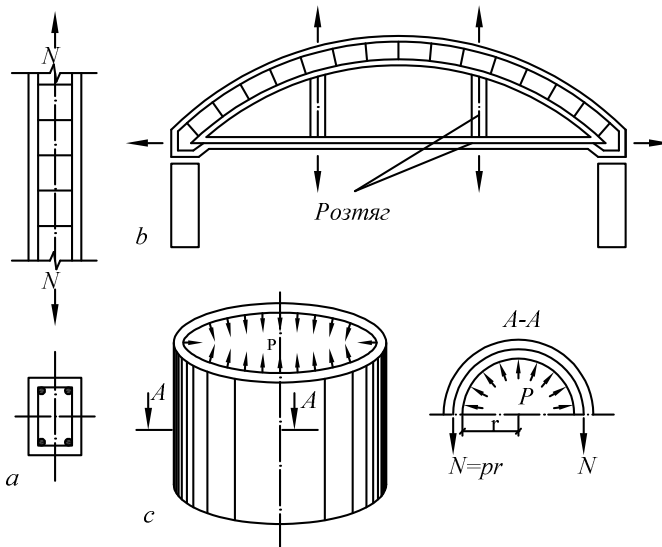


Рис.7.1.Залізобетонні елементи, які працюють на центральний розтяг:
а - колона; б - арка; с - резервуар.

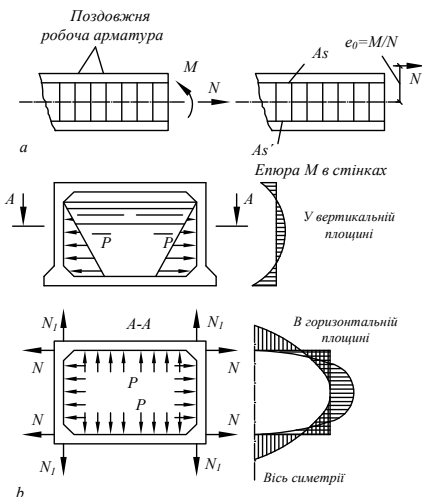


Рис.7.2. Робота залізобетонних елементів на позacentровий розтяг

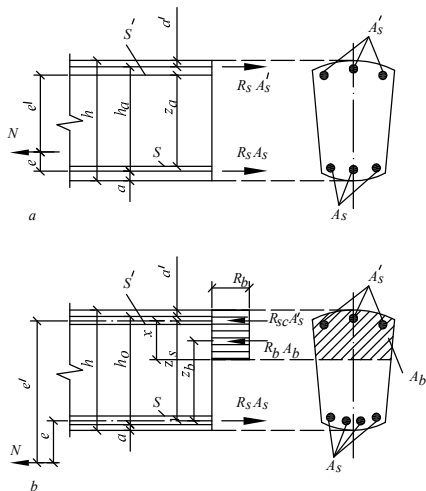


Рис.7.3. Схеми дій зусиль в поперечному перетині розтягнутих елементів: а - при малих ексцентриситетах; б - при великих ексцентриситетах

$$N \leq R_s A_s - R_{s.c} \cdot A'_s - R_b \cdot A_b; \quad (7.5)$$

$$R_b \cdot S_{b.N} + R_{s.c} \cdot A'_s \cdot e' - R_s \cdot A_s \cdot e = 0, \quad (7.6)$$

у яких $S_{b0} = A_b \cdot Z_b$; $S'_{s0} = A'_s \cdot Z_s$; і $S_{b.N} = A_b (e - z_b)$, тобто мають ті самі значення, які при позacentровому стиску (пар.3, роз.20).

Потрібно звернути увагу на те, що порівняно із позacentровим елементом, де знаки доданків змінювались, у рівняннях моментів знаки доданків не змінюються, оскільки напрямок моментів залишається таким самим. У рівняннях зусиль знаки змінюються, оскільки поздовжня сила N спрямована у протилежний бік.

Розрахункові формули (7.4) – (7.6) справедливі, і стиснена арматура враховується повністю, якщо задовольняється умова $Z_b \leq Z_s$.

Якщо ця умова не задовольняється, тобто $Z_b > Z_s$, напруження у стисненій арматурі можуть не досягти розрахункового опору і розраховують із умови

$$N(e + z_s) \leq R_s A_s Z_s. \quad (7.7)$$

Якщо $Z_s < Z'_b$ (де Z'_b визначають без врахування арматури A'_s), тоді $N(e + Z'_b) \leq R_s \cdot A_s \cdot Z'_s$, (7.8)

Для позacentрово-розтягнутих прямокутних перерізів при $\zeta=0$ умови міцності мають такий самий вигляд, як і для перерізів будь – якої симетричної форми. Тому умови (7.2) і (7.3) залишаються без змін. При тому

$$e = 0,5 h - a - e_o; \quad (7.9)$$

$$e' = 0,5 h - a' + e_o; \quad (7.10)$$

$$e_o = M/N, \quad (7.11)$$

де h – висота перерізу; M – розрахунковий згинальний момент; N – розрахункова поздовжня розтягувальна сила.

Якщо частина прямокутного перерізу стиснена, то розрахункові формули одержимо із виразів (7.4) – (7.6), підставивши у них геометричні характеристики перерізу

$$\begin{aligned} A_e &= b x S_{b0} = b x (h_0 - 0.5x); \quad e = e_o - 0.5h + a; \\ e' &= e_o + 0.5h - a'; \quad S_{bN} = b x (e + h_0 - 0.5x); \\ N e &\leq R_b x (h_0 - 0.5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'); \end{aligned} \quad (7.12)$$

$$N \leq R_s A_s - R_{sc} A'_s - R_b b x; \quad (7.13)$$

$$R_b b x (e + h_0 - 0.5x) + R_{sc} A'_s e' - R_s A_s e = 0. \quad (7.14)$$

Міцність прямокутних перерізів перевіряють за формулами (7.2), (7.3), (7.12) – (7.14).

Часто буває необхідно визначити площі перерізу арматури A_s і A'_s за відомих розрахункових значень M і N при заданих розмірах перерізу, класу бетону і класу сталі арматури.

Тоді для прямокутних перерізів при $\xi = 0$ із умови (7.2)

$$A'_s = N e / R_s (h_0 - a'), \quad (7.15)$$

а із умови (7.3)

$$A_s = N e' / R_s (h_0 - a'). \quad (7.16)$$

У елементах прямокутного перерізу у разі виконання умови $Z_b \leq Z_s$ для одержання оптимального значення $A_s + A'_s$ за бетону класу В30 і нижче, прийнявши $x = 0.55 h_0 (a' = 0.1 h_0)$, одержимо формулу для визначення A'_s , подібну формулі (22.22);

$$A'_s = (N e - 0.4 R_b b h_0) / R_{sc} (h_0 - a')$$

При тому площа перерізу розтягнутої арматури

$$A_s = (R_b / R_s) e \xi h_0 + (R_{sc} / R_s) A'_s + N / R_s. \quad (7.17)$$

Тут порівняно з формулою (20.27) змінено знак перед членом, в який входить сила N , оскільки ця сила розтягувальна.

Якщо A'_s знайдено із виразу (20.22), у формулу (7.17) необхідно підставити $\xi = 0,55$.

Виконуючи умову $Z_b > Z_s$, напруження у стисненій арматурі можуть не досягнути розрахункового опору, і розтягнену арматуру знайдемо із умови (7.7)

$$A_s = N (e + Z_s) / (R_s \cdot Z_s). \quad (7.18)$$

Якщо $Z_s < Z'_b$, із умови (7.8)

$$A_s = N (e + Z'_b) / (R_s Z'_b). \quad (7.19)$$

За другого випадку ($\xi > \xi_s$) розраховують за формулами (5.4) – (5.6), підставляючи у них замість R_s значення δ_s , яке визначається за формулою (20.32);

$$N e \leq R_b S_{b0} + R_{sc} S'_{s0}; \quad (7.20)$$

$$N \leq \sigma_s A_s - R_{sc} A'_s - R_b A_b; \quad (7.21)$$

$$R_b S_{bN} + R_{sc} A'_s e' - \sigma_s A_s e = 0. \quad (7.22)$$

Під час розрахунку позациентрово-розтягнених елементів не враховують

довготривалу дію навантаження і гнучкості елемента, тому що в цьому разі під час деформації елемента ексцентриситет повздовжньої сили не збільшується, а зменшується, що в розрахунку міцності не враховують.

7.3 Розрахунок міцності позацентрово-розтягнутих елементів за похилими перерізами

Якщо у позацентрово-розтягнутому елементі діє поперечна сила, тоді варто мати на увазі, що при розтягувальній силі N головні розтягуючі напруження більші, ніж при стискальній силі N . Тому необхідно зберігати деякі нормативні вимоги.

1. Якщо повздовжня сила проходить між рівнодійними зусиль у арматурі S і S' вся поперечна сила у будь-якому похилому перерізі повинна бути сприйнята поперечною арматурою, тобто для таких похилих перерізів повинна задовольнятися умова

$$Q \leq q_{so}c = (R_{so}A_{so}/s)c, \quad (7.23)$$

де Q – розрахункова поперечна сила; q_{so} – зусилля у хомутах на одиницю довжини елемента; c – проекція похилого перерізу на повздовжню вісь елемента; R_{so} – розрахунковий опір у поперечних стрижнях (хомутах); A_{so} – площа перерізу хомутів на одиницю довжини елемента; S – крок хомутів.

2. Якщо повздовжня сила N прикладена за межами віддалі між рівнодійними зусиль у арматурі A_s і A'_s , розрахунок похилих перерізів повинен виконуватись як для згинальних елементів за формулами п.3 розділу 19. При тому значення Q_b визначають за формулою (19.83)

$$Q_b = [\varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_b + bh_0] / e;$$

коефіцієнт φ_n при дії повздовжніх розтягувальних сил визначають за формулою (19.86)

$$\varphi_n = - 0.2(N / R_{bt}bh_0),$$

і приймають за абсолютною величиною, але не більше 0,8.

Питання для самоперевірки

1. Які елементи залізобетонних конструкцій належать до центрально-розтягнутих?
2. У чому полягає особливість розрахунку центрально-розтягнутих елементів?
3. Накресліть розрахункову схему позацентрово-розтягнутих елементів у граничному стані.
4. Перерахуйте особливості розрахунку на міцність позацентрово-розтягнутих елементів за похилими перерізами.
5. Коли розрахунок на міцність позацентрово-розтягнутих елементів за похилими перерізами не виконують?

ТЕМА 8. РОЗРАХУНОК ЕЛЕМЕНТІВ НА МІСЦЕВУ ДІЮ НАВАНТАЖЕННЯ

Лекція №12

8.1 Розрахунок на місцевий стиск

Під час розрахунку на місцевий стиск елементів без поперечного армування повинні задовольнятися умови

$$N \leq \psi_{loc} R_{b,loc} A_{loc1}, \quad (8.1)$$

де, N – повздовжня стискальна сила від місцевого навантаження; A_{loc} – площа зім'яття; ψ_{loc} – коефіцієнт, який приймають таким, що дорівнює: при рівномірному розподілі місцевого навантаження на площі зім'яття – 1; при нерівномірному розподілі місцевого навантаження на площі зім'яття (під кінцями балок, прогонів, перемичок); для важкого, дрібнозернистого і легкого бетону – 0,75; для коміркового бетону зім'яття, який визначається за формулою

$$R_{b,loc} = L \varphi_{loc} R_b, \quad (8.2)$$

де $L=1$ для бетонів класів нижче В 25; $L = 13.5(R_b / R_g)$ бетонів класів В 25 і вище; $\varphi_{log} = A_{log} / A_{log1}$, але не більше таких значень: за схеми прикладання навантаження, зображеного на рис. 8.1, a, b, c, d і для бетону важкого, дрібнозернистого і легкого класів більше В 25 - 1.5; коміркового і легкого класів В 25 і нижче – 1.2; за схеми прикладання навантаження, показаного на рис. 8.1 b, e , ж незалежно від виду і класу бетону – 1; R_b – приймається як для бетонних конструкцій з коефіцієнтом умов роботи бетону $\nu_b = 0,9$.

У розрахункову площу $A_{b,loc}$ долучають ділянку, симетричну щодо площі зім'яття (рис.8.1).

При тому повинні виконуватись такі правила: під час місцевого навантаження на всій ширині елемента в розрахункову площу долучають ділянку, завдовжки не більше у кожний бік від межі місцевого навантаження (рис. 8.1); під час місцевого крайового навантаження на всій ширині елемента розрахункова площа A_{loc2} дорівнює площі зім'яття A_{loc1} (рис.8.1); під час місцевого навантаження у місцях впирання кінців прогонів і балок у розрахункову площу долучають ділянку за шириною, що дорівнює глибині зарубки прогону або балки, і за довжиною не більше від віддалі між середніми прольотами, які примикають до балки (рис. 8.1, c); якщо віддаль між балками перевищує подвійну ширину елемента, довжину розрахункової площі визначають як суму ширини балки і подвійної ширини елемента (рис. 8.1;2); під час місцевого крайового навантаження на кут елемента (рис.1.е) розрахункова площа A_{log2} дорівнює, площі зім'яття A_{log1} у разі місцевого навантаження, прикладеного на частини довжини і ширини елемента, розрахункову площу приймають згідно з рис.8.1.е. За наявності декількох навантажень визначеного типу розрахункової площі обмежуються лініями, які проходять через середину віддалей між точками прикладання двох сусідніх навантажень.

Під час місцевого крайового навантаження, розташованого у межах ви-

ступу стіни (пілястри) або простінки таврового перерізу, розрахункова площа дорівнює площі зім'яття A_{log1} (рис.8.1, h). Визначаючи розрахункову площу для перерізу складної форми, не потрібно враховувати ділянки, зв'язок яких із навантаженою ділянкою не забезпечує необхідної надійності (рис. 8.1, u).

Під час місцевого навантаження від балансу прогонів, перемичок та інших елементів, які працюють на згин, глибина яка враховується у розрахунку опори при визначенні A_{loc1} і A_{loc2} приймають найбільше 20см.

Під час розрахунку на місцевий стиск залізобетонних елементів з опосередкованим армуванням у вигляді зварних поперечних сіток повинна задовольнятися умова

$$N \leq R_{b,red} A_{loc1}, \quad (8.3)$$

де A_{loc1} – зім'яття; $R_{b,red}$ – приведена призмове міцність бетону, яка визначається за формулою

$$R_{b,red} = R_b \psi_{loc,s} + \psi_M R_s \varphi_{loc,s}, \quad (8.4)$$

У формулі (8.4)

$$\varphi_{loc,b} = \sqrt[3]{A_{loc2} / A_{loc1}}, \quad (8.5)$$

але не 3,5

$$\varphi_{loc,s} = 4.5 - 3.5(A_{log1} A_{ef}), \quad (8.6)$$

де A_{log2} – розрахункова площа, яку визначають відповідно до вимог, наведених на с.145; рис. 8.1 a у неї додатково долучають площу, обмежену пунктирною лінією; A_{ef} – площа бетону, який є в середині контуру сіток опосередкованого армування, рахуючи за їхніми крайніми стрижнями; для схем прикладання місцевого навантаження на рис. 8,1; b, c, d , повинна задовольнятися умова

$$A_{loc1} < A_{ef} \leq A_{loc2},$$

а для схем рис.8.1 b, d , A_{ef} повинно бути не менше A_{loc2} , при тому у формулу (96.6) підставляють $A_{ef} = A_{loc2}$; R_s – розрахунковий опір розтягу арматури сіток, Мпа;

$$\mu = (n_x A_{sx} l_x + n_y A_{sy} l_y) / (A_{efs}). \quad (8.7)$$

Тут $n_x A_{sx} l_x$ – відповідно кількість стрижнів, площа поперечного перерізу і довжина стрижнів сітки у одному напрямку (рахуючи у осях крайніх стрижнів); $n_y A_{sy} l_y$ – також, у другому напрямку; A_{es} – площа перерізу бетону, (обмеженого) в середині контуром сіток; S – віддаль між сітками; φ – коефіцієнт ефективності опосередкованого армування, який визначається за формулою

$$\varphi = 1 / (0.23 + \psi), \quad (8.8)$$

де

$$\psi = (\mu R_s) / (R_b + 10). \quad (8.9)$$

Для елементів із дрібнозернистого бетону значення коефіцієнта ψ потрібно приймати не більше одиниці.

Площі перерізу стрижнів сітки на одиницю довжини у одному і другому напрямках не повинні відрізнятись більше як у 1,5 раза.

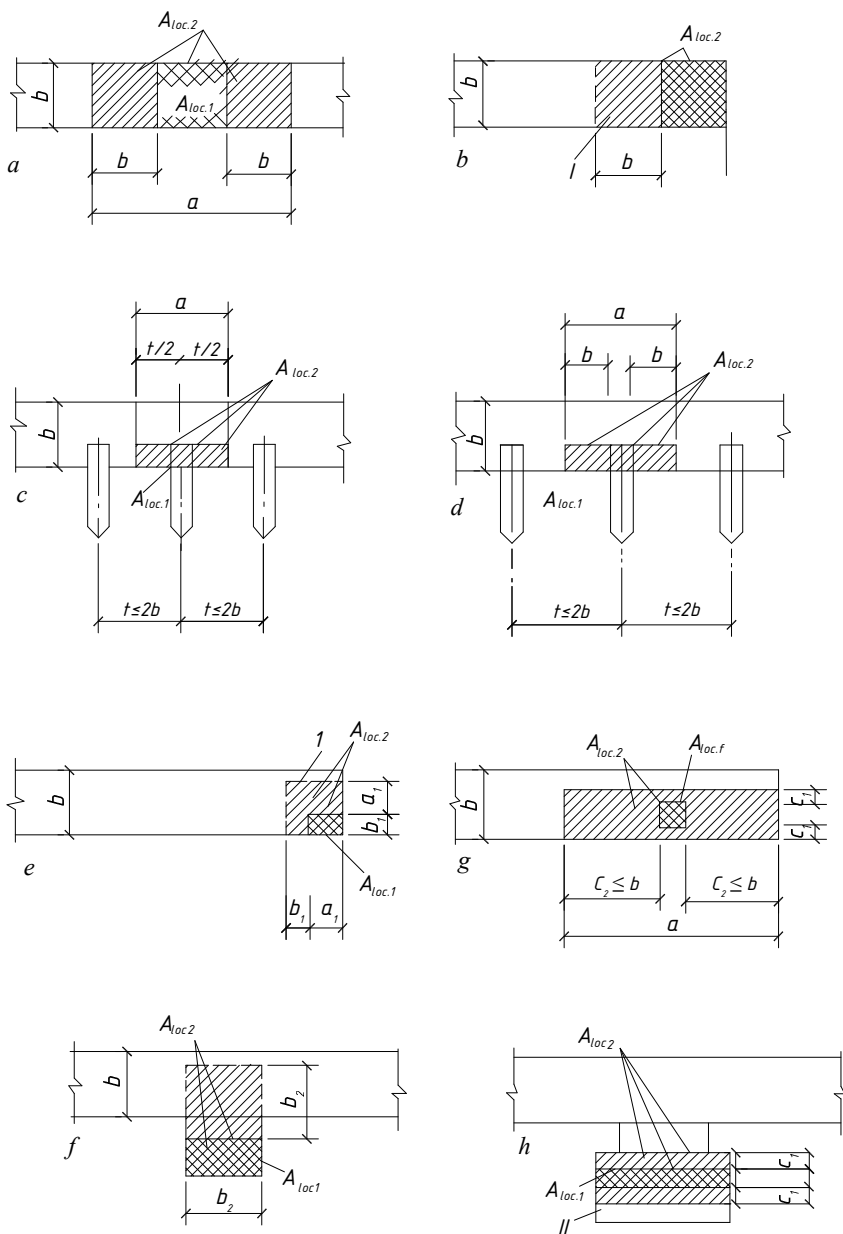


Рис.8.1. Визначення розрахункової площі при місцевому стиску: 1– розрахункова площа, розрахована тільки при наявності додаткової арматури.

8.2 Розрахунок на продавлювання

Розрахунок на продавлювання плитних конструкцій (без поперечної арматури) від дії сил, рівномірно розподілених на обмеженій площі, потрібно виконувати, враховуючи умову

$$F < \alpha R_{et} u_m h_o. \quad (8.10)$$

де F – сила яка продавлює ; α – коефіцієнт, що приймається таким, що дорівнює для бетону: важкого коміркового –1 ; дрібнозернистого – 0,85; легкого – 0,8; u_m – середньоарифметичне значення периметрів верхньої і нижньої основи піраміди , яка утворюється під час продавлювання в межах робочої висоти перерізу .

Під час визначення u_m і F припускається , що продавлювання відбувається по боковій поверхні піраміди, меншою основою якої є площа дії продавлювальної, а бічні грані нахилені під кутом 45° до горизонталі (рис. 8.2, а).

Продавлюючи, силу F приймають такою, що дорівнює повздовжній силі N , яка діє на піраміду продавлювання, за вирахуванням навантажень, прикладених до великої основи піраміди продавлювання (рахуючи по площині розташування розтягнутої арматури), що опираються продавлюванню.

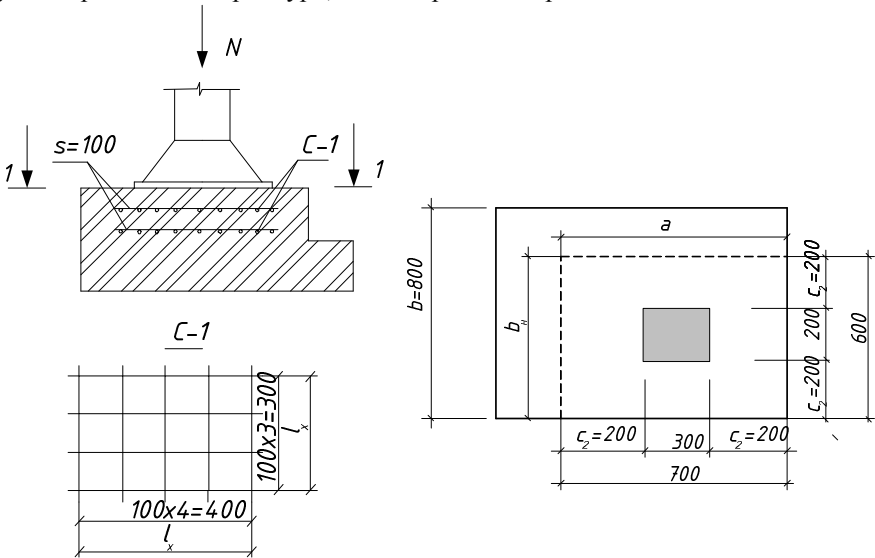


Рис.8.2. До прикладу 8.1.

Якщо схема обпирання така, що обпирання може проходити тільки по поверхні піраміди, з кутом похило бічних граней більше 45° (наприклад, у свайних розчинах , рис. 8.2, b), права частина умови (8.10) h_o / c , де c – довжина горизонтальної проекції бічної грані піраміди продавлювання.

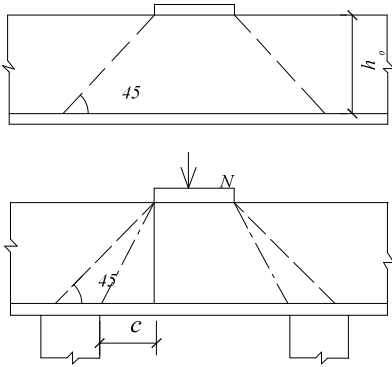


Рис.8.3. Схема піраміди продавлювання.

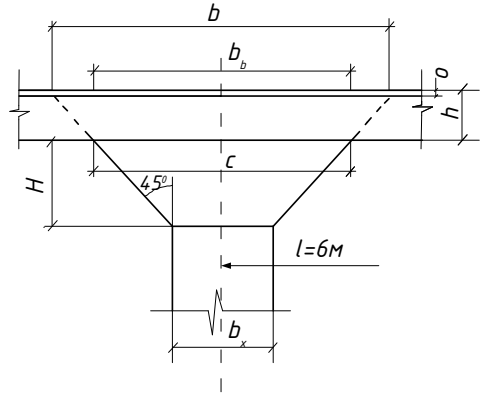


Рис.8.4. До прикладу 8.2.

При тому несучу здатність плити на продавлювання приймають не більше від подвійного значення, яке визначають на піраміді з кутом нахилу бічних граней, що дорівнює 45° .

Під час установки у межах піраміди продавлювання поперечної арматури розраховувати потрібно із умови

$$F \leq F_0 + 0.8F_{s\omega}, \quad (8.11)$$

але не більше $2 F_b$. Силу F_b приймають такою, що дорівнює правій частині нерівності (8.10). Сила $F_s \omega$ визначається як сума всіх поперечних зусиль, що сприймаються хомутами, які пересікають бічні грані розрахункової піраміди продавлювання

$$F_s \omega = \sum R_s \omega A_s \omega. \quad (8.12)$$

У разі розташування хомути на обмеженій ділянці поблизу зосередженого навантаження виконують додатковий розрахунок на продавлювання піраміди з верхньою основою, розташованою за контуром ділянки з поперечною арматурою, із умови (8.10).

8.3 Розрахунок на відрив

Розрахунок міцності залізобетонних елементів на відрив від дії навантаження, прикладеного до його нижньої грані або у межах висоти перерізу (рис. 8.3), повинен виконуватись із умови

$$F(1-h_s/h_o) \leq \sum R_s \omega A_s \omega, \quad (8.13)$$

де F – сила, яка відриває; h_s – віддаль від рівня передавання навантаження до центра ваги перерізу поздовжньої арматури $\sum R_{s\omega} A_{s\omega}$ – сума поперечних зусиль, які сприймаються додатковими оmutами, що встановлені по довжині зони відриву, яка дорівнює

$$Q = 2 h_s + b,$$

де b – ширина площадки передачі відривної сили. (8.14)

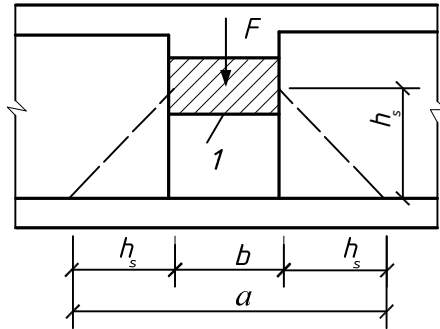


Рис.8.5. Схема визначення довжини зони відриву: 1– цент ваги стиснутого перерізу елемента, що примикає

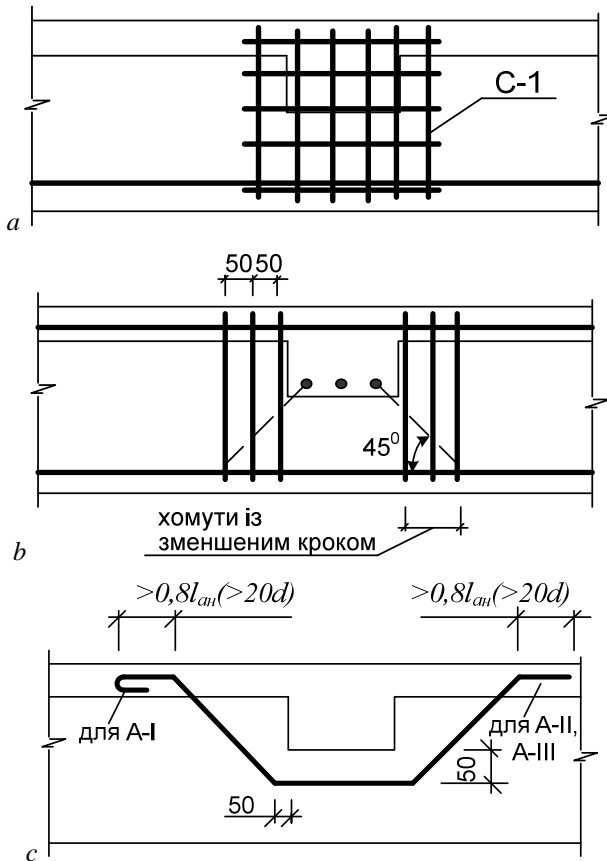


Рис.8.6. Додаткове армування в місцях роботи елементів на відрив: а – додатковими сітками; б – підвісками; с– зменшення кроку поперечної арматури.

8.4 Розрахунки закладних деталей

Розрахунок анкерів, приварених у тавр до плоских елементів сталевих закладних деталей, на дію згинальних моментів, нормальних і зсувних сил від статичного навантаження, розташованих деталей. (рис. 8.4), повинен виконуватись за формулою

$$A_{an}=1.1 \sqrt{N^2 + (Q_{an}/\lambda \delta)^2/R_{s,}} \quad (8.15)$$

де A_{an} – сумарна площа поперечного перерізу анкерів найбільш напруженого ряду; N_{an} – найбільша розтягувальна сила у одному ряді анкерів:

$$N_{an} = M/Z + N/n_{an} \quad (8.16)$$

Q_{an} – зсувне зусилля, яке приходить на один ряд анкерів

$$Q_{an} \geq (Q - 0.3 N_{an})/n_{an}, \quad (8.17)$$

N_{an} – найбільше стискальне зусилля у одному ряді анкерів, що визначається за формулою

$$N_{an} = M/Z + N/n_{an}. \quad (8.18)$$

У формулах (8.15) – (8.18): M, N, Q – відповідно момент, нормальна зсувна сила, що діють на закладні деталі, момент визначається щодо осі, яка розташована у площині зовнішньої грані пластини і який проходить через центр всіх анкерів; n_{an} – кількість рядів анкерів вздовж анкерів зсувної сили вздовж; якщо не забезпечується рівномірне передавання сили Q на всі ряди анкерів, тоді при визначенні зсувного зусилля Q_{an} враховують не більше чотирьох рядів; Z – віддаль між крайніми рядами анкерів; λ – коефіцієнт, що визначається при анкерних стрижнях діаметром 8 – 25 мм для важких і дрібнозернистих бетонів класу В 12,5 – В 50 і легких бетонів класу В 12,5 – В 30 за формулою

$$\lambda = [4,75 \sqrt[3]{R_g} / (1 - 0,15 A_{an1}) \sqrt[3]{R_g}] \beta, \quad (8.19)$$

але приймається; для бетонів класів вище В 50 коефіцієнт λ – приймається, як для класів В 50. У формулі (8.19) A_{an1} – площа анкерного стрижня найнапруженішого ряду, см²; β – коефіцієнт, який приймають таким, що дорівнює для бетону: важкого – 1; дрібнозернистого групи А – 0,8; груп Б і В – 0,7; легкого Д /2300, де Д – щільність кг/м³; δ – коефіцієнт, який визначається за формулою

$$\delta = 1/\sqrt{1+\omega}, \quad (8.20)$$

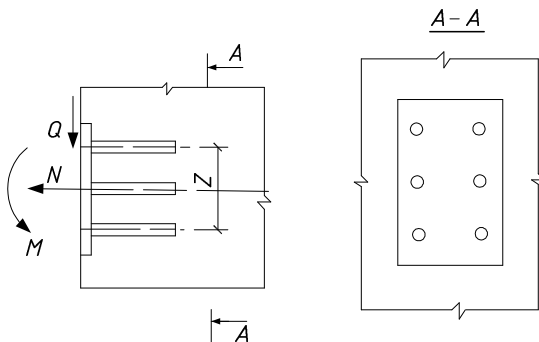


Рис.8.7. Схема зусиль, які діють на закладну деталь

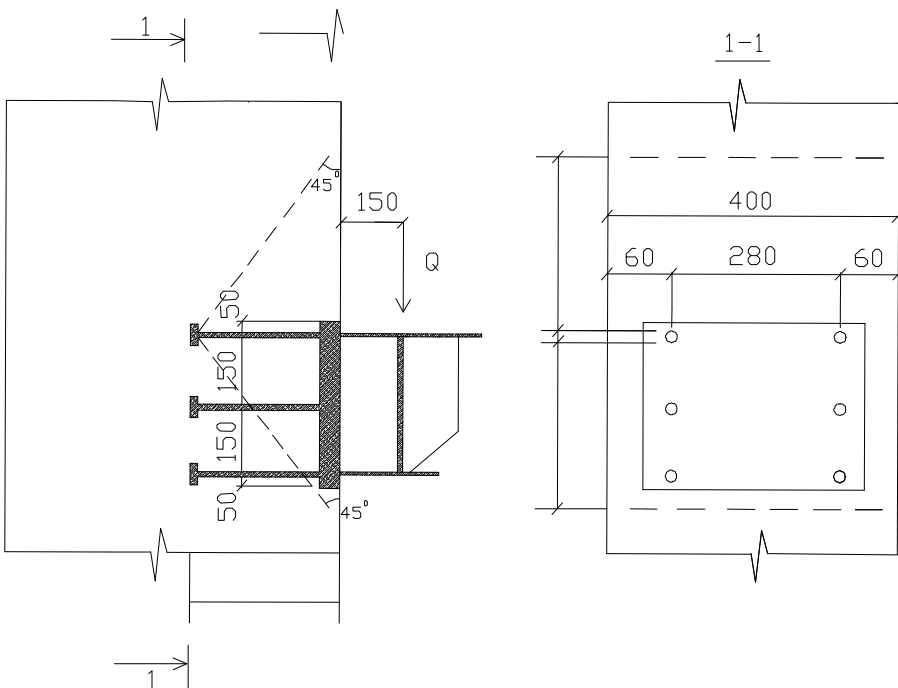


Рис. 8.8 До прикладу 8.3

але не більше 0,15; тут $\omega = 0,3 N_{an}/Q_{an}$ при $N_{an} > 0$ (є притискання) $\omega = 0,6 (N/Q)$ при $N_{an} < 0$ (немає притискання); якщо у анкерах відсутні розтягувальні зусилля, коефіцієнт b приймають таким, що дорівнює одиниці.

Площа перерізу анкерів решту рядів потрібно приймати такою, що дорівнює площі перерізу анкерів найнапруженішого ряду.

У формулах (8.16) і (8.18) нормальна від закладного виробу (див. рис.8.4) і від'ємного, якщо вона направлена до неї. Якщо нормальні зусилля N_{an} і N'_{an} , а також зсувні зусилля Q_{an} при обчисленні за формулою (8.16) – (8.18) одержують від'ємні значення, тоді у формулах (8.15) – (8.17) і (8.20) вони приймаються рівними нулю. Окрім цього, якщо N_{an} одержують від'ємні значення, тоді у формулі (8.17) приймається $N_{an} - N'_{an}$.

При розташуванні закладного виробу на верхній (при бетонуванні) поверхні виробу коефіцієнта λ зменшується на 20%, а значення N_{an} приймається рівним нулю.

У закладному виробі з анкерами, привареними у тавр і нахлестну під кутом від 15 до 30° нахилени анкери розраховуються на дію зсувної сили (при $Q > N$, де N – відривна сила) за формулою

$$A_{am,inc} = (Q - 0,3/N_{an})/R_s, \quad (8.21)$$

де $A_{am,inc}$ – сумарна площа поперечного перерізу нахилених анкерів; N_m – визначається за формулою (8.18)

При тому нормальні анкери розраховують за формулою (8.15) при $\lambda = 1$ і при значеннях Q_{an} , що дорівнюють 0,1 від зсувного зусилля, яке визначається за формулою (8.17).

Конструкція зварних закладних виробів з привареними до них елементами, які передають навантаження на закладні вироби, повинна забезпечувати долучення у роботу анкерних стрижнів відповідно до прийнятої розрахункової схеми.

Зовнішні елементи закладних виробів і їх зварні з'єднання розраховують згідно з БН і П на проектування металевих конструкцій. Під час розрахунку пластин і фасонного прокату на відривну силу приймають, що вони шарнірно з'єднані з нормальними анкерними стрижнями. Окрім того, товщина пластини t розрахункового закладного виробу, до якого приварюється у тавр анкери, повинна перевірятись на умову

$$t > 0.25 d_{an} (R_s / R_{sq}), \quad (8.22)$$

де d_{an} – діаметр анкерного стрижня, який вимагає розрахунок; R_{sq} – розрахунковий опір сталі на зріз, приймається згідно з СНиП з проектування металевих конструкцій.

Під час використання типів зварних з'єднань, які забезпечують велику зону долучення пластини у роботу під час виривання із неї анкерного стрижня, і відповідного експериментального обґрунтування, можливе коректування умови (8.22) для цих зварних з'єднань.

Товщина пластини повинна також задовольняти технологічні вимоги на зварювання.

Питання для самоперевірки

1. Які бувають розрахунки на місцеву дію навантаження?
2. Яке основне поняття розрахунку на місцевий стиск?
3. Наведіть основне поняття на продавлювання?
4. Що таке основне поняття на відрив?
5. Яке основне поняття розрахунку закладних деталей?

ТЕМА 9. ОСОБЛИВОСТІ КОНСТРУЮВАННЯ І РОЗРАХУНКУ ПОПЕРЕДНЬО-НАПРУЖЕНИХ ЕЛЕМЕНТІВ

Лекція №13, №14

9.1 Суть попередньо-напруженого залізобетону

1. Визначення і галузь використання. Попередньо напруженими називаються такі залізобетонні елементи, у яких під час виготовлення, тобто до прикладання навантажень, штучно створюються внутрішній напружений стан, який полягає у значному обтиску бетону, яке досягається найчастіше розтягом арматури.

Переднє напруження використовують у елементах, в бетоні яких під час експлуатації виникають розтягу вальні напруження: у елементах, які працюють на осьовий і позacentровий розтяг, згинальних; позacentрово-стиснутих (переважно у разі великих ексцентриситетів).

Попереднє напруження підвищує тріщиностійкість і жорсткість конструкцій, створює можливість використання високоміцної арматури.

Відомо, що гранична розтягуваність бетонів не перевищує 0,15 – 0,2 мм/м. Оскільки бетон і сталь працюють сумісно, напруження у арматурі перед утворенням тріщин у бетоні становлять не більше $\sigma_s = \varepsilon_b \cdot E_s = 0,0002 \cdot 2 \cdot 10^5 = 40 \text{ МПа}$, що у декілька разів менше від напружень експлуатаційних навантажень. Тому у бетоні навіть при $\sigma_b = 150 \dots 170 \text{ МПа}$ утворюються тріщини розкриттям 0,1–0,2 мм., зі збільшенням напружень у арматурі розкриття тріщин зростає, і при напруженнях 400–500 МПа у бетоні утворюються тріщини недопустимого розкриття, що призводить до значного зниження жорсткості елементів.

Отже, ефективне використання високоміцних сталей у звичайному залізобетоні неможливо через дуже велике розкриття тріщин і пов'язаного з цим швидким зростанням деформацій, а також безпеки корозії арматури.

Основні переваги попередньо-напружених конструкцій – висока тріщиностійкість і жорсткість, завдячуючи чому можна раціонально використовувати високоміцні сталі і бетони, застосування яких дає змогу скоротити витрати арматури на 30–70% порівняно із звичайним залізобетоном. Витрати бетону і маса конструкцій також значно знижуються.

У попередньо-напружених конструкціях сьогодні знаходять практичне використання бетони класів В40, В50, В60 і арматура із дроту з тимчасовим опором 2000 МПа.

Застосування високоміцних матеріалів дає змогу значно зменшити поперечні перерізи залізобетонних виробів, що здешевлює їх, оскільки вартість бетону і сталі зростають повільніше ніж їхня міцність.

Попереднє напруження розширило галузь раціонального застосування залізобетону, дозволивши збільшити прольоти конструкцій.

До недоліків попередньо-напружених залізобетонних конструкцій необ-

хідно зарахувати вищу трудомісткість їх виготовлення, необхідність у спеціальному обладнанні, а також високу кваліфікацію робочих.

2. Способи виготовлення попередньо напружених елементів. Попередньо-напружені конструкції можна виготовляти з натягом на упори до бетонування (рис.9.1) або на бетон після його твердіння (рис.9.1).

Існує декілька способів арматури: механічний, електромеханічний, електротермічний і фізико-хімічний (самонатягування).

У разі механічного способу арматуру натягують гідравлічними домкратами, які розвивають великі зусилля (500т і більше), з достатньо точними вимірюваннями сили натягу, гвинтовими домкратами, намотувальними машинами, вантажними натягу вальними машинами тощо.

Найширше застосовують гідравлічні домкрати двох типів: домкрати подвійної дії – натяг арматури із закріпленням її у напруженому стані.

У разі натягу арматури домкратом одиничної дії (рис. 9.3) домкрат представляють опорним штоком до упору стенда, до торця опалубкової форми або до поверхні затверділого бетону конструкції, а захватне пристосування домкрата з'єднують з кінцями арматури, яка підлягає натягу. Потім насосом нагнітають масло у циліндр домкрата; поршень домкрата пересувається під тиском масла і захватне пристосування натягує арматуру. Коли зусилля у арматурі досягло заданої величини, арматуру закріплюють, тиск масла у циліндрі знижують до атмосферного, захватне пристосування від'єднують від арматури і знімають домкрат.

Домкрати подвійної дії (рис. 9.4), які використовують тільки під час натягу на бетон, оснащені двома циліндрами і двома поршнями. У процес арматури до заданого зусилля долучається другий циліндр, і другий шток заклинює натягнену арматуру у анкерній колодці за допомогою клин-пробки.

Ступінь натягу арматури контролюється за показами тарованих манометрів і за видовженнями арматурами або спеціальними приборами.

Інші механічні пристрої для натягу арматури – гвинтові домкрати, вантажні натяжні і намотувальні машини, які використовуються для неперервного армування, – менш досконалі. Доволі ефективний спосіб неперервного армування, запропонований проф. В.В.Михайловим. За цим способом намотування високоміцного дроту на упори або безпосередньо на затверділий бетон конструкцій виконують на поворотному столі, схема якого показана на рис. 9.5. Цим способом виготовляють попередньо-напружені конструкції з одноосним і двохосним напруженим станом – балки, панелі, труби тощо.

Неперервне армування напруженою обмоткою з успіхом використовують також під час виготовлення попередньо-напружених циліндричних резервуарів, використовуючи обмотувальні пересувні машини.

Електротермічний спосіб натягу арматури останніми роками набув значного поширення, завдячуючи простоті, економічності і меншій трудомісткості його порівняно з механічним способом. Сьогодні цим способом виготовляють приблизно 75% всього виготовленого напруженого залізобетону.

Суть електромеханічного способу натягу арматури полягає у тому, що

арматурну заготовку (стрижневу, дротяну або пасмову), нагрітим електричним током до потрібного видовження, закріплюють у нагрітому стані у жорстких упорах або на торцях затверділого бетону (елемента). Упори і торці утруднюють скорочення заготовки під час остигання, завдячуючи чому у ній виникає задане розтягувальне напруження. Арматурну заготовку (рис.9.6), яка призначена для натягу на упори форм, підпонів або стендів, постачають на кінцях анкерами, розташованими так, що відстань між внутрішніми (опорними) площинами анкерів була на задану величину, менша від віддалі між зовнішніми гранями упорів. Видовжена заготовка повинна вільно вкладатись у нагрітому стані між упорами.

Для стрижневої арматури максимальна температура нагрівання не повинна перевищувати 350, а для дротяної – 300°C.

Електромеханічний (комбінований) спосіб натягу поєднує у собі електротермічний і механічний способи натягу, здійснені одночасно.

За електромеханічного способу натягу близько 50% напруження забезпечується механічним натягом, 50% під час вистигання нагрітого дроту, це у два рази збільшує продуктивність машин, полегшує їхню конструкцію, дозволяє підвищити контрольоване попереднє напруження. Особливо ефективний цей спосіб під час натягу арматури на затверділий бетон криволінійних елементів, оскільки він дозволяє знизити нерівномірність натягу і зменшити втрати натягу внаслідок тертя.

Під час фізико-хімічного способу натягу арматури досягається внаслідок розширення бетону, який приготовлений на спеціальному напруженому цементі (НЦ). Такий цемент складається із двох компонентів. Структура першого із них – портландцементу – схильна під час твердіння внаслідок усадки скорочуватись у об'ємі.

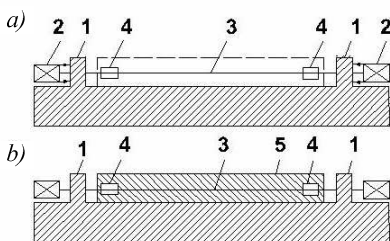


Рис. 9.1. Схема натягу арматури на упори: *а* – арматура на упори закріплена, натягнута; бетон не вкладений; *б* – бетон затвердів, арматура звільнена від зв'язку з упорами – конструкція обтиснута;
1 – упори; 2 – натягувальні механізми; 3 – натягувальна арматура; 4 – анкери; 5 – попередньо напружена арматура.

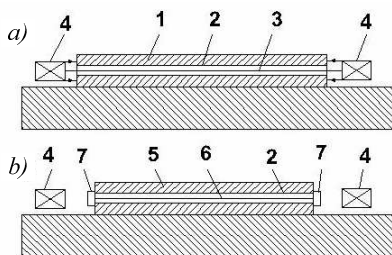


Рис. 9.2. Схема натягу арматури на бетон: *а* – бетон затвердів; арматура натягнута одночасно з обтиском бетону; *б* – бетон обтиснутий, арматура закріплена;
1 – затверділий, але ще не обтиснутий бетон; 2 – напружена арматура; 3 – канал; 4 – натягувальні механізми; 5 – попередньо напружена конструкція; 6 – замоноличений канал; 7 – анкери

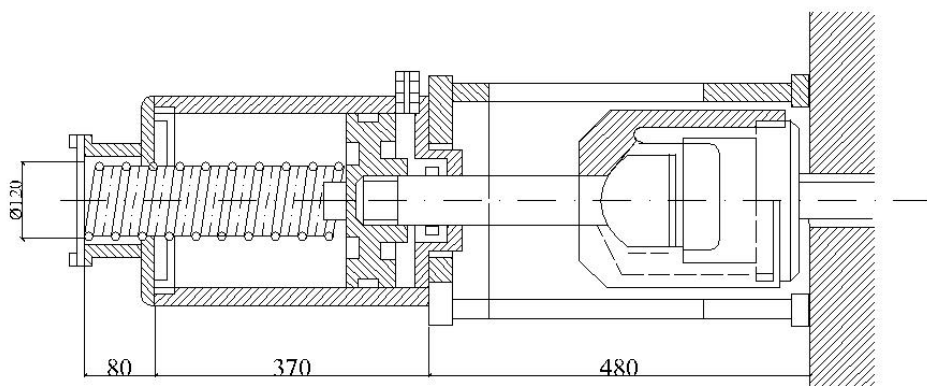


Рис. 9.3. Домкрат одинарної дії.

Структура другого – компонента, що розширюється, – здатна під час зволоження сильно розширюватись, компенсувати усадку портландцементу і створити додаткове збільшення об'єму без послаблення і руйнування структури бетону. За наявності арматури виникає саме напруження: арматура розтягується, а бетон внаслідок невірного розширення стискується. Цей дуже перспективний спосіб попереднього напруження конструкцій у нашій країні почали застосовувати у практиці будівництва.

За останні роки в Україні та інших країнах самонапружений залізобетон використаний у деяких конструкціях і спорудах. Побудовано низку збірних резервуарів для води із самонапруженими стиками; на високогірному льодовому стадіоні “Медео” (поблизу м. Алма-Ати) споруджена безшовна залізобетонна охолоджувальна плита площею 12,5 тис. м²; діють технологічні лінії з випуску самонапружених залізобетонних низьконапірних і напірних труб; зведені аеродромні і дорожні покриття, оболонка діаметром 160 м для покриття гаражу, підземні споруди різного призначення, автодорожні мости із само напруженою гідроізоляцією проїжджої частини; виготовлені елементи об'ємно-блокового домобудування, панелі без рулонних покрівель тощо.

Важливе значення мало застосування самонапружених конструкцій у будівництві і реконструкції спортивних споруд для Олімпіади-80; стадіонів ім. В.І. Леніна, “Динамо” і “Ізмайлово” у Москві і ім. С.М. Кірова у Ленінграді тощо.

9.2 Основні принципи конструювання попередньо-напружених елементів

1. Матеріали для попередньо-напружених конструкцій. Бетон. Для попередньо-напружених конструкцій застосовують, зазвичай, бетон класів В15, В25, В40, В50, В60; мінімальний клас бетонів В15.

Підвищений порівняно з мінімально-допустимим класом бетону, призна-

чають не тільки для підвищення несучої здатності і тріщиностійкості конструкцій, не часто і для підвищення зчеплення арматури з бетоном.

Проектний клас бетону В і передавальну міцність бетону $R_{b,p.}$ (у разі напруження на бетон) призначають залежно від типу конструкції, виду бетону, класа і діаметра напруженої арматури, а також від наявності або відсутності анкерів. Значення В повинні бути не менші від наведених у табл. 9.1. Стискальні напруження у бетоні в стадії попереднього обтиску $\sigma_{b,p.}$ не повинні перевищувати значень (у частках від передавальної міцності бетону $R_{b,p.}$), вказаних у табл.9.2.

Для легких бетонів В 7,5 і В 12,5 значення $\sigma_{b,p.}/R_{b,p.}$ приймають не більше 0,4.

Арматура. Як напружену арматуру зниження напруження у бетоні на стадії попереднього обтиску у частках від передавальної міцності бетону.

а) стрижневу арматуру періодичного профілю із гарячекатаної сталі класів А-IV - А-VI;

б) стержневу термічно зміцнену арматуру періодичного профілю класів А_т-IV - А_т-VI діаметром 10–25мм, призначену для армування конструкцій завдовжки до 12 м у масових виробх (багатопустотні плити перекриттів, ребристі плити покритий і перекритий, опори ЛЕП і ін.);

в) дріт високоміцний гладкий класу В-II і періодичного профілю класу В_p-II діаметром 3–8мм;

г) арматурні канати класів к-7 і к-19 і ін. досягнення високої з погляду економії сталі і досягнення високої тріщиностійкості конструкції, використання високоміцного дроту та виробів з нього і термічно зміцненої арматури.

Пучки використовують тільки у конструкціях з арматури, натягнутою на бетон. Пасмову і канатну арматуру можна використовувати у конструкціях з натягом на бетон і на упори. У разі великих навантажень ефективніші пасма і канати із 7 і 19 дротин.

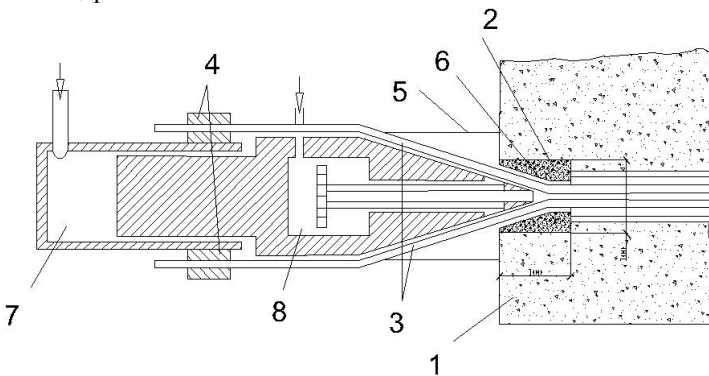


Рис. 9.4. Схема домкрату подвійної дії: 1 – попередньо напружений елемент; 2 – анкерна колодка; 3 – кінці арматурного пучка; 4 – упори для закріплення кінців дроту; 5 – упори у бетоні; конічна пробка; 7,8 – циліндри для масла.

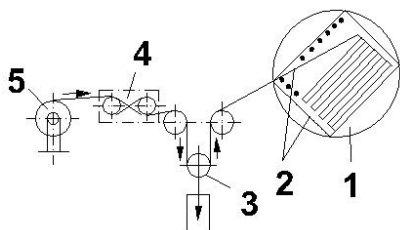


Рис. 9.5. Схема непрерывного армивання поперечно напружених конструкцій на поворотному столі:
1 – поворотний стіл; 2 – напружена обмотка; 3 – натягувальна станція;
4 – механізм подачі і гальмування дроту; 5 – моток з дроту.

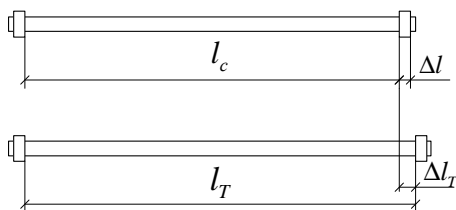


Рис. 9.6. Видовження арматури при нагріванні електричним струмом.

Таблиця 9.1 Мінімальний клас бетону для поперечно-напружених конструкцій (для важкого, дрібно-зернистого і легкого бетону).

Вид і клас напруженої арматури	Клас бетону
Дротяна арматура у вигляді: високоміцного гладкого арматурного дроту класу В-11 з амперами	B20
високоміцного арматурного дроту періодичного профілю класу В _p -11 без анкерів за діаметра дроту:	
до 5 мм включно	
6 мм і більше	B20
арматурних канатів к-7 і к-19	B30
стержнева арматура періодичного профілю без анкерів діаметром:	B30
10-18 мм включно класів:	
А – IV	
А – V	B15
А _т – VI	B20
20 мм і більше класів	B30
А – IV	
А – V	B20
А – VI	B25
	B30

Армування стрижнями із гарячекатаної сталі дає не менш компактне, як під час армування пучками і пасмами, розташування арматури, яке дає змогу уникнути надмірного розвитку перерізу конструкції, а у згинальних конструкціях, збільшуючи висоту перерізу.

Арматуру поперечно-напружених конструкцій, що не піддається попередньому натягу, виконують із тих самих сталей, які застосовують для звичай-

них конструкцій (без попереднього напруження). Напружену арматуру виконують у вигляді зварних сіток і каркасів; використовувати для цієї мети високоміцну дротяну арматуру не потрібно.

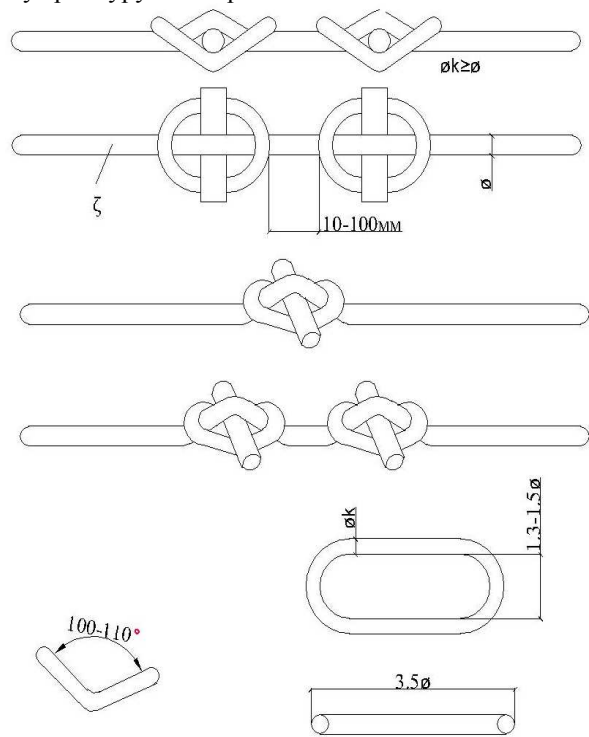


Рис. 9.7. Анкери для гладкого високоміцного дроту

Таблиця 9.2 Стискувальне напруження в бетоні в стадії попереднього стискання в частках від передаточної міцності бетона

Напружений стан перерізу за дії зовнішнього навантаження	Спосіб натягу арматури	$\sigma_{b,p}/R_{b,p}$ не більше			
		При розрахунковій зимовій температурі повітря			
		Мінус 40 ⁰ С і вище		Нижче мінус 40 ⁰ С	
		При обтиску			
		Централь-ному	Поза-центральному	Централь-ному	Позацент-ральному
Напруження $\sigma_{b,p}$ зменшується або не змінюється	На упори	0,85	0,95	0,7	0,85
	На бетон	0,7	0,85	0,6	0,7
Напруження $\sigma_{b,p}$ збільшується	На упори	0,65	0,7	0,5	0,6
	На бетон	0,6	0,65	0,45	0,5

2. Зчеплення напруженої арматури з бетоном, анкерні пристосування. У попередньо-напружених конструкціях повинно бути забезпечено надійне зчеплення напруженої арматури з бетоном.

Якщо на якій-небудь стадії виготовлення попередньо-напружених конструкцій надійне зчеплення забезпечено бути не може, на кінцях напружуваної арматури необхідні анкери; так, у конструкціях з натягом на бетон установка анкерів обов'язкова у всіх випадках, оскільки напружена арматура, розташована у каналах або ззовні у пазах, не має зчеплення з бетоном, поки не має зчеплення з бетоном, поки не затвердів розчин, який інесцірований у канали або заповнює пази.

У конструкціях з натягом на упори напруженої арматури періодичного профілю (із високоміцного дроту і стрижнів), пасмової та витой арматури і у разі достатньо високого класу бетону (В30-В40) відбувається самоанкерування арматури, забезпечуючи надійне її зчеплення з бетоном без анкерів, напружена арматура із гладкого високоміцного дроту повинна бути оснащена анкерами і у разі натягу її на бетон, і у разі натягу на упори.

Типи анкерів дуже різноманітні. Деякі, найчастіше застосовуються у конструкціях, анкери описані нижче.

Під час влаштування анкерів із високоміцного дроту зварювання не дозволяється.

У цьому разі застосовують анкери у вигляді кілець зі штирями (рис.9.7). У конструкціях, які виконані методом неперервного армування, анкерами слугують трубки, одягнуті на штирі піддону і які залишаються у тілі конструкції (рис.9.8).

При натягу дроту на бетон її початок і кінець закріплюють затисненими плашками, болтами з чайками, шпильками, петлями тощо.

Стрижневу арматуру анкерують за допомогою приварених коротишів (рис.9.9, *a*), приварених шайб (9.9, *b*), гайок, які нагвинчуються на нарізаний кінець стриня (рис.9.9, *b*), головок, висаджених у гарячому стані на кінці стрижня (рис.9.9, *c*). У разі натягу арматури на упори, застосовують окрім того, інверторні затискачі, наприклад, трикулачковий затискач, розроблений у НДІЗБ.

У практиці будівництва набули застосування арматурні пучки (рис.9.10), які збирають із окремих тонких дротин, розташованих паралельно довкола каркасу спіралі і закріплених скрутками із дроту через 1м по довжині пучка.

У разі натягу пучкової арматури домкратами одиничної дії на кінцях пучків встановлюють заводські гільзострижневі анкери (рис.9.11). Такий анкер (рис.9.11,*a*) складається із центрального стрижня (сердечники) і гільзи. Сердечник (рис.9.11,*b*) виготовляють із твердої сталі. З одного кінця він має гвинтову нарізку, з другого кінця – кільцеві виточки, у середній частині – виступаючий кільцевий буртин. Гільзу (рис.9.11,*b*) виготовляють із м'якої сталі і одягають її на сердечник до упора в буртик; кінці дротів пучка поміщають у кільцеву щілину між гільзою і сердечником і коротіші, гільзу протягують через обтискне кільце і, деформуючись, щільно запресовують на сердечнику кінці дротів пучка. Гільзострижневі анкери забезпечують надійне анкетування пучка.

У разі натягу пучкової арматури домкратами підвісної дії використовують анкери, які складаються із анкерної колодки і кінчного клину (анкер системи Е фрейсіпе), які виготовляють із сталі або із високоміцного бетону.

Анкерування пучків відбувається під час їх натягу. Кінці арматурного пучка випускають із каналу назовні через конусоподібний отвір анкерної колодки, а потім натягують і закріплюють домкратом подвійної дії.

Колодки і кінчні клини виготовляють із закаленої сталі. Колодки встановлюють на розподільчі листи завтовшки 12–16 мм або безпосередньо на бетон (рис.9.12). Розподільчі листи закладають у опалубку конструкції перед бетонуванням. По осі кінчного клину розташовано наскрізний отвір для подавання розчину у канал під час анкерування.

Для виготовлення мостових прогонових будов, великих підкранових балок і інших конструкцій застосовують потужні пучки із декількох дрітаних пучків або паст. Такі пучки можна закріплювати анкерами стаканного типу.

Анкер стаканного типу системи А.П. Коровкіна (рис.9.10,*d*), який використовують для анкерування багаторядних концентричних пучків, являє собою стакан, який складається із короткої сталеві трубки і привареного до її кінців сталевий диска із центральним отвором. Дроти пучка вводять у стакан через отвір у диску і кінці їх розводять у раціональних напрямках у вигляді крюків. У центрі пучка розміщують кінцевий сердечник, який заклинює дроти у обтисковому кільці. Горловину стакану заповнюють високоміцним бетоном. Для натягу пучка захватне пристосування домкрата з'єднують зі стаканом. Для закріплення пучка у напруженому стані зазор між анкером і торцем напруженої конструкції, який утворюється під час натягу, щільно заповнюється вилоподібними сталевими прокладками.

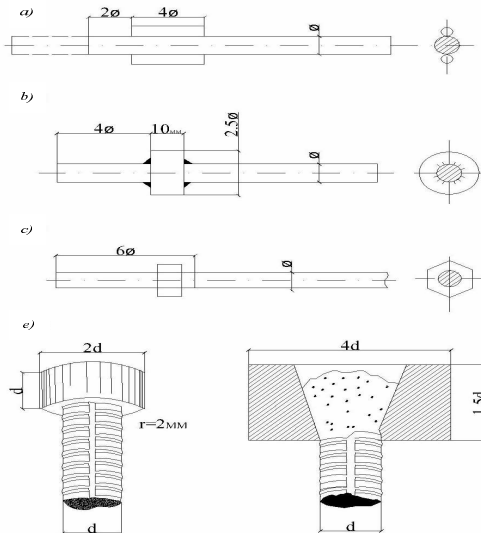


Рис. 9.8. Трубчатий анкер для конструкцій, які виготовляються методом неперервного армування

3. Конструювання попередньо-напружених елементів. Загальні принципи конструювання попередньо-напружених елементів такі, як і під час конструювання елементів без попереднього напруження.

Для елементів центрально-розтягнених, позацентрово-стиснутих з малим ексцентриситетом поздовжньої сили можна приймати прямокутний переріз. Для згинальних елементів, позацентрово-стиснених і позацентрово-розтягнених з великим ексцентриситетом необхідно приймати переріз з розвинутим профілем стиснену і розтягнену зонам бетону – двотаврове, пустотіле прямокутне або з розвиненою розтягнутою зоною.

Повздовжню ненапружену арматуру необхідно розташовувати ближче до зовнішньої поверхні конструкції як напружену (рис.9.13) і так, щоб напружена арматура виявилась всередині контуру поперечної арматури (хомутів).

У елементах з повздовжньою арматурою, натягнутою на бетон і розташованою у каналах, товщина захисного шару від поверхні елемента, поверхні каналу повинна становити не менше 20 мм і не менше від половини діаметра каналу у разі розташування у каналі по одному пучку або стрижню; для бокових стінок у разі групового розташування у одному каналі пучків, пасм або стрижнів товщина захисного шару повинна бути 60 мм і не менше від половини ширини каналу (рис.9.14).

Зазори у світу між окремими натягнутими стрижнями, пучками і пасмами під час бетонування мають горизонтальне або похиле положення, повинні бути не менше діаметра арматури і не менше 22мм.

У конструкціях із дискретним дротяним армуванням зазори і світу між пакетами (редами) дротів, займаючими при розташуванні дротів у пакеті, без зазору, повинно становити не менше 15мм; у разі розташування дротів попарно із зазором між кожною парою – не менше 5мм; віддаль у світу між рядами дротів можна зменшено до 10мм.

Біля опор згинальних елементів частину арматури, натягнуту на бетон, доцільно відводити до гори, надаючи криволінійний обрис, розподіляючи кінці криволінійної арматури на торці елемента рівномірно по його висоті, виводячи частину їх на верхню грань елемента.

Це зменшує головні розтягувальні напруження.

Щоб знизити втрати попереднього напруження від тертя арматури до стінок каналів, необхідно обмежувати мінімальний радіус кривизни R криволінійної ділянки арматури (рис.9.15):

а) для пучкової арматури із дротів $d \leq 5\text{мм}$ і пасм діаметром до 9мм, $R \geq 4\text{м}$; для пучкової арматури із дротів $d > 5\text{мм}$ і пасм діаметром більше 9мм $R \geq 6\text{мм}$;

б) для стрижневої арматури діаметром до 25мм $R \geq 15\text{мм}$; діаметром 28–40мм, $R \geq 20\text{мм}$.

У згинальних елементах у разі дії значних поперечних сил окрім повздовжньої арматури попередньому напруженню можна піддати поперечну арматуру (хомути) на опорних ділянках балки, одержане при тому двовісне попереднє напруження істотно збільшує тріщиностійкість похилих перерізів балок біля опор.

Канали для розташування арматури, яку натягують на бетон, можуть бути утворені із металевих трубок-оболонок із металевої стрічки, яка залишається у бетоні, або за допомогою канало-утворювачів застосовують гумові шланги із сердечником, газові металеві труби і спеціальні гофровані трубки.

Внутрішній діаметр каналу повинен перевищувати діаметр арматури під час виконання інекції через отвір у анкері однорядного пустотного пучка не менш як на 6 мм, у інших випадках не менше як на 15мм. Під час розташування декількох пучків або стрижнів у одному каналі його кінці розширюють для розташування анкерних пристроїв для натягу арматури.

Інекцію, тобто заповнення порожнини каналу розчином, виконують через отвір у анкері або через відводи (трійники), які розташовані поблизу кінців каналу не рідше як через 10м за довжиною конструкції.

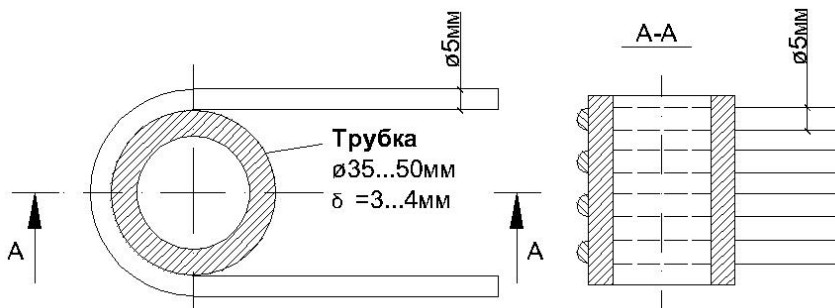


Рис. 9.9. Анкери для стержневої арматури

У місцях перегину напруженої арматури, а також у місцях розширення каналу необхідно посилити бетон конструкції сталевими обоймами, хомутами або сітками (рис.9.16,*a*).

Щоб забезпечити надійне передавання реактивного зусилля на бетон, біля кінців попередньо-напруженої конструкції встановлюють посередню розподільчу арматуру у вигляді зварних сіток (рис.9.16,*b*) або замкнених хомутиків, які охоплюють ненапружену арматуру (рис.9.16,*c*).

Останнім часом застосовуються збірно-монолітні і збірні залізобетонні конструкції, які армовані завчасно виготовленими попередньо-напруженими лінійними елементами у вигляді брусків, плит і тощо. (рис.9.17).

Під час проектування і виготовлення таких елементів необхідно дотримуватися умови, за якої рівнодійна обтискувальних зусиль повинна бути у центрі ваги їх перерізів з тим, щоб елементи були за можливості центрально-стисненими і не мали викривлень. Щоб сумісна робота елементів з оточуючим бетоном була надійною, передбачаються випуски арматури, розширення кінців, шорстка поверхня і тощо. Сумісність роботи елементів у поперечному напрямку забезпечується встановленням поперечної арматури.

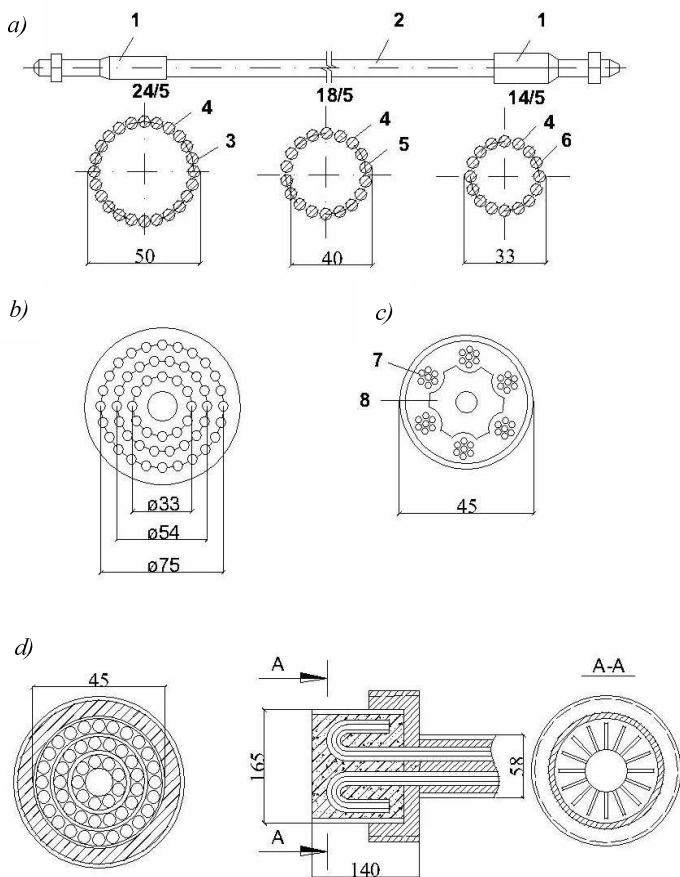


Рис. 9.10. Анкери системи Коровкіна:

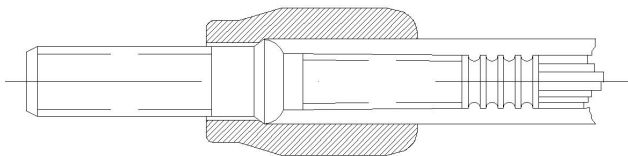
a – з однорядними пучками, *b* – з багаторядними пучками, *c* – із застосуванням семидротових пасм, *d* – анкерна колодка: 1 – анкер, 2 – вид збоку, 3, 5, 6 – перерізи, 4 – коротиш, 7 – пасмо, 8 – розподільна зірка

Перевага конструкцій, армованих лінійними елементами, полягає в тому, що робоча арматура із високоміцного дроту зосереджена у сильно обтиснутих елементах, виготовлених із високоміцного бетону заводським способом. У решті частині конструкції клас бетону може бути знижено до 15. До недоліків таких конструкцій варто зараховувати часткове попереднє напруження, тому що значна частина бетону залишається не обтиснутою. Це знижує тріщино-стійкість і жорсткість конструкцій.

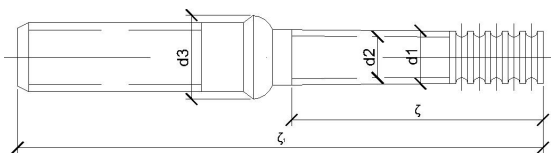
9.3 Основні положення розрахунку попередньо-напружених елементів

1. Загальні відомості. Попередньо-напружені залізобетонні елементи розраховують як і елементи без попереднього напруження за двома групами граничних стопів.

а)



б)



в)

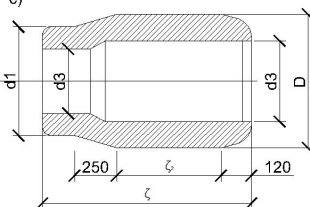


Рис. 9.11. Гільзостержневий анкер.

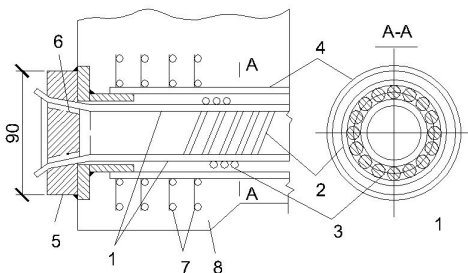


Рис. 9.12. Анкерний пучок із 18 дротів з анкером із сталевих колодок з кінцевими пробками: 1 – напружена арматура, 2 – спіраль із дроту діаметром 2 мм, 3 – скрутка із дроту 1 мм, 4 – обробка каналу, 5 – колодка,

6 – пробка, 7 – місцеве посилення торця елемента зварними сітками; 8 – потовщення захисного шару.

Під час розрахунку за першим граничним стопом, окрім загального розрахунку міцності, перевіряють місцеву міцність бетону кінцевих ділянок елементів від впливу зосереджених зусиль напруженої арматури. Перевіряють також міцність елемента під час його обтиску, транспортування і монтажу.

Під час розрахунку деформацій враховують обернутий вигин конструкцій від попереднього обтиску.

При розрахунку тріщиностійкості попередньо напружених конструкцій залежно від потрібної довговічності, умов роботи і виду використаної арматури поділяють на три категорії.

До 1-ї категорії належать конструкції, в яких необхідно забезпечити проникливість (труби під тиском, резервуари і тощо). Розрахунок тріщиностійкості

(за утворенням тріщин) таких конструкцій виконують на вплив розрахункових навантажень (постійних, довготривалих і короточасних за коефіцієнта надійності за навантаженням $\gamma > 1$) відповідно до попереднього напруження. У конструкціях 1-ї категорії не допускається утворення нормальних похилих і повздовжніх тріщин.

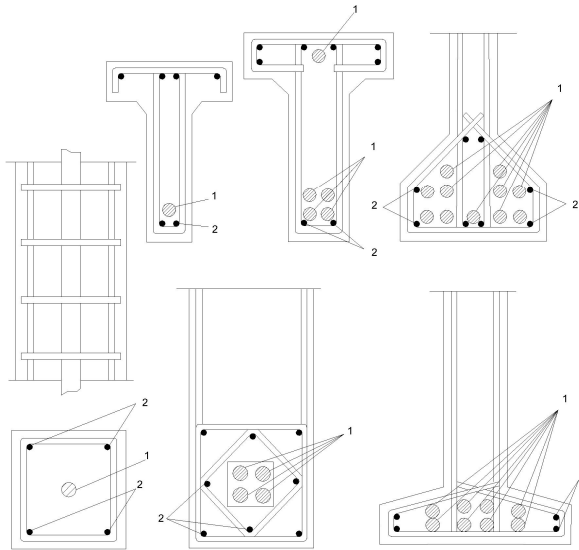


Рис. 9.13. Схема розташування арматури у поперечному перерізі конструкції:
1 - напруженої; 2 – ненапруженої

До 2-ї категорії зараховують конструкції, в яких під час розрахункових навантажень дозволяється утворення тріщин, а у разі нормальних навантажень (впливів) дозволяється обмежене недовготривале розкриття тріщин нормальних і похилих. Однак такі тріщини повинні надійно закриватися при нормативній постійній і довготривалому навантаженні.

До 3-ї категорії зараховують конструкції, у яких за нормативних навантажень (впливів) допускається утворення тріщин, а також допускається обмежене розкриття нормальних і похилих тріщин; у разі нормативних постійних і довготривалих навантажень – обмежене за розкриттям довготривале розкриття таких тріщин.

Тріщиностійкість конструкцій, армованих попередньо напруженими елементами (рис.9.17); розраховують окремо: для попередньо-напружених елементів і для бетону конструкцій; у обох випадках можуть бути прийняті різні категорії тріщиностійкості.

Гранично-допустиме розкриття тріщин змінюється залежно від категорії вимог до тріщиностійкості залізобетонних конструкцій і становить 0,1–0,4мм.

Розрахунок залізобетонних елементів за утворенням і розкриттям тріщин викладено у п. 24.

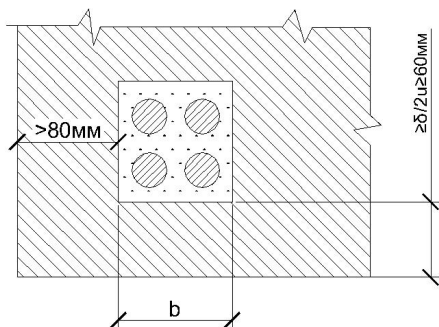


Рис. 9.14. Товщина захисного шару бетону до поверхні каналу, призначеного для кругового розташування арматури.

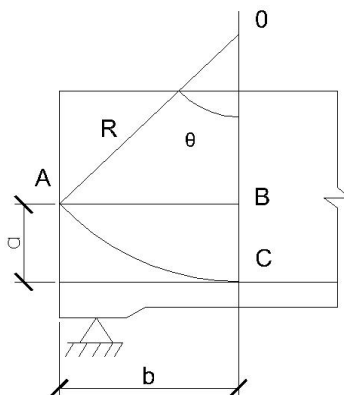


Рис. 9.15. До визначення мінімального радіусу кривизни криволінійної ділянки арматури.

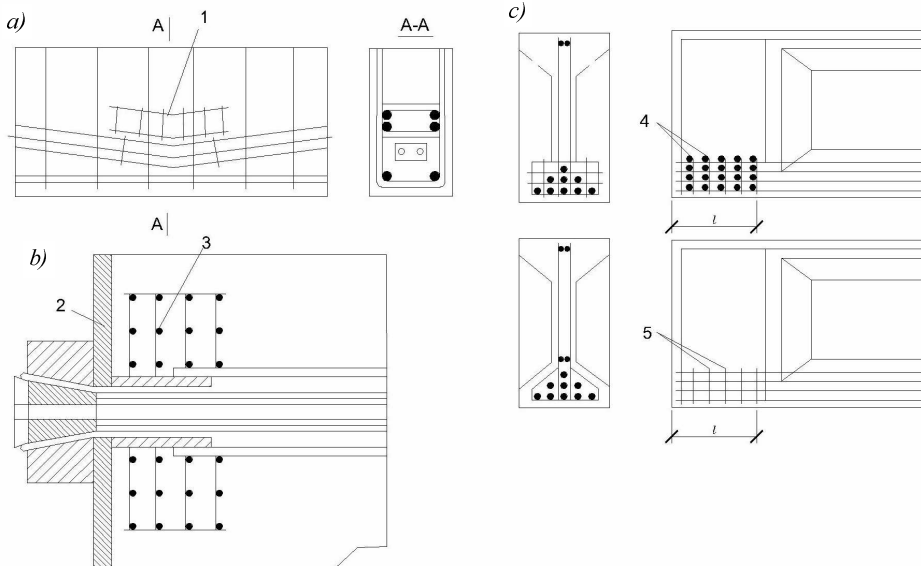


Рис. 9.16. Посилення бетону додатковим армуванням: 1 - додатковий каркас у поперщині каналу; 2 - розподільчий лист; 3 – опосередкована арматура у вигляді сіток; 4 – зварні сітки; 5 – хомути.

2. Попереднє напруження арматури. Під час проектування конструкцій попереднє напруження призначають із врахуванням механічних властивостей арматурної сталі. Контрольоване напруження повинно бути не більше від межі пружності сталі, але і не дуже низьким, оскільки слабо натягнена арматура буде малоефективною після появи незворотних втрат попереднього напруження.

Граничне значення попереднього напруження σ_{sp} і σ'_{sp} відповідно у напруженій арматурі S і S' призначають із врахуванням допустимих відхилень $\Delta\sigma_{sp}$ попереднього напруження. При тому необхідно виконати такі умови для стрижневої і дрютяної арматури

$$\sigma_{sp} + \Delta\sigma_{sp} \leq R_{s.ser.} \text{ і } \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp} \geq 0,3 R_{s.ser.} \quad (9.1)$$

За механічного способу натягу арматури приймають $\Delta\sigma_{sp}=0,05\sigma_{sp}$, а за електромеханічного способу натягу, МПа;

$$\Delta\sigma_{sp} = 30 + 360/l, \quad (9.2)$$

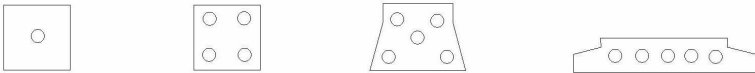
де l – довжина натягуваного стрижня (віддаль між зовнішніми гранями упорів), м.

Попереднє напруження σ_{con1} і σ'_{con1} відповідно у напруженій арматурі S і S' ; яке контрольоване в кінці натягу на упори, приймають таким, що дорівнює σ_{sp} і σ'_{sp} за вирахуванням втрат попереднього напруження.

Попереднє напруження σ_{con2} і σ'_{con2} відповідно у напруженій арматурі S і S' ; контрольоване у місці прикладання натяжного зусилля у разі натягу арматури на затверділий бетон, визначають із умов забезпечення у розрахунковому перерізі напружень σ_{sp} і σ'_{sp} за формулами:

$$\sigma_{con2} = \sigma_{sp} - \nu \left(\frac{P}{A_{red}} + \frac{P \cdot e_{op} y_{sn}}{J_{red}} \right); \quad (9.3)$$

a)



b)

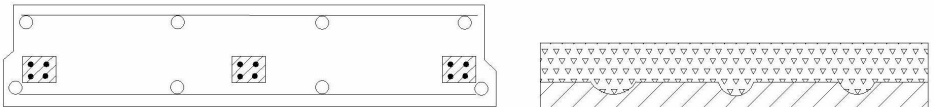


Рис. 9.17. Армуння залізобетонних конструкцій попередньо напруженими елементами: а – типи перерізів попередньо напружених елементів; б – перерізи конструкцій, які армовані цими елементами.

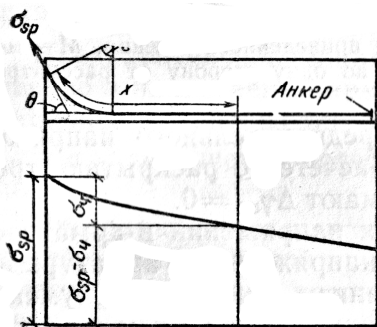


Рис. 9.18. До визначення втрат попереднього напруження від тертя арматури до стінок каналу

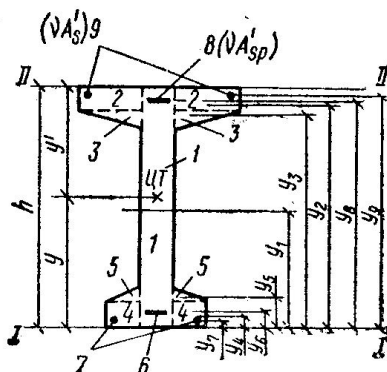


Рис. 9.19 До обрахунку геометричних характеристик двотаврового перерізу: 1 – 5 простіші фігури; 6 – 9 арматура перерізу.

$$\sigma_{con2} = \sigma_{sp} - \nu \left(\frac{P}{A_{red}} - \frac{P \cdot e_{op} \cdot y'_{sp}}{J_{red}} \right). \quad (9.4)$$

де σ_{sp} і σ'_{sp} – попереднє напруження у арматурі без врахування втрат попереднього напруження; P і l_{op} – зусилля попереднього обтиску і ексцентриситет його прикладання, які визначаються при σ_{sp} і σ'_{sp} із врахуванням перших втрат попереднього напруження; y_{sp} і y'_{sp} – віддалі від центра ваги приведенного перерізу до точок прикладання рівнодійних зусиль у напруженій арматурі S і S' .

Значення попереднього напруження арматури уводиться у розрахунок з коефіцієнтом точності натягу арматури

$$\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp}, \quad (9.5)$$

де $\Delta\gamma_{sp}$ – граничне відхилення розміру попереднього напруження у арматурі.

Знак плюс приймається за несприятливих впливів попереднього напруження (якщо за цієї стадії роботи конструкції або на ділянці елемента, який розглядаємо, попереднє напруження знижує несучу здатність, допомагає утворенню тріщин і тощо), знак мінус – за сприятливому значення $\Delta\gamma_{sp}$ визначається

за формулою

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 (\Delta\sigma_{sp} / \sigma_{sp}) (1 + 1/\sqrt{np}), \quad (9.6)$$

але не менше 0,5 при $R_{bt.ser.} W_{pl} / M$ менше 0,25; 0,1 при $R_{bt.ser.} W_{pl} / M$ від 0,25 до 0,4; 0,15 при $R_{bt.ser.} W_{pl} / M$ більше 0,4.

Тут n_p – кількість стрижнів напруженої арматури у перерізі елемента; W_{pl} – момент опору приведенного перерізу; M – момент зовнішніх сил, розташованих по один бік від перерізу, який розглядаємо.

Під час визначення втрат попереднього напруження арматури, а також під час розрахунку на розкриття тріщин і за деформаціями приймають $\Delta\gamma_{sp} = 0$.

3. Втрати попереднього напруження у арматурі. Початкові попередні напруження у арматурі не залишаються постійними, з плином часу вони зменшуються внаслідок низки причин. Напруження зменшуються як під час натягу арматури на упори, так і під час натягу на затверділий бетон. Розрізняють перші втрати попереднього напруження у арматурі, яке відбувається під час виготовлення елемента і обтиску бетону, і другі втрати, які відбуваються після обтиску бетону.

А. Перші втрати.

1. Від релаксації напруження у арматурі під час натягу на упори залежить від способу натягу і виду арматури:

за механічного способу натягу, МПа:

високоміцного арматурного дроту і канатів

$$\sigma_l = [0,22 (\sigma_{sp} / R_{s.ser.}) - 0,1] \sigma_{sp};$$

стрижневої арматури $\sigma_l = 0,1 \sigma_{sp} - 20$,

за електротермічного і електромеханічного способів натягу:

для високоміцного арматурного дроту і канатів $\sigma_l = 0,05 \sigma_{sp}$, стержневої арматури $\sigma_l = 0,03 \sigma_{sp}$, тут σ_{sp} приймається без врахування втрат, МПа.

Якщо обчислені значення втрат від релаксації напружень виявляються від'ємними, їх потрібно приймати такими, що дорівнюють нулю.

2. Від температурного перепаду, тобто від різниці температури натягнутої арматури у зоні нагрівання і пристосування, яке сприймає зусилля натягу під час пропарювання або прогрівання бетону:

для бетонів класів В15-В40, $\sigma_2 = 1,25 \Delta t$;

для бетонів класів В45 і вище $\sigma_2 = 1,0 \Delta t$,

де Δt – різниця між температурою арматури, яку нагрівають, і нерухомих упорів (поза зоною нагрівання), які сприймають зусилля натягу, °C; за відсутності точних даних приймають $\Delta t = 65$ °C.

Під час дотягування напруженої арматури у разі термообробки на величину, компенсуючи втрати від температурного перепаду, останні приймають такими, що дорівнюють рівними нулю.

3. Від деформації анкерів, розташованих у натяжних пристроях внаслідок обтиску шайб, зім'яття висяжених головок, зміщення стрижнів у захватах (затискачах):

у разі механічного натягу на упори $\sigma_3 = (\Delta l / l) E_s$, де Δl – обтиск опресова-

них шайб, зім'яття висажених головок і тощо, приймається таким, що дорівнює 2мм; зміщення стрижневої арматури у інвентарних затискачах, визначається за формулою

$$\Delta = 0,125 + 0,15d,$$

де d – діаметр стрижня, мм; l – довжина арматури яку натягуємо (віддаль між зовнішніми гранями упорів форми або стенда), мм.

Під час електротермічного способу натягу $\sigma_3 = 0,3$, оскільки втрати напруження враховані під час визначення значення повного видовження арматури.

У разі натягу на бетон

$$\sigma_3 = [(\Delta l_1 + \Delta l_2) / l] E_s,$$

де Δl_1 – обтиск шайб або прокладок, розташованих між анкером і бетоном елемента, приймають таким, що дорівнює 1мм; Δl_2 – деформації анкерів стаканного типу, колодок з корками, анкерних гайок і захватів приймаємо такими, що дорівнюють 1мм; l – довжина стрижня, який натягуємо у мм.

4. Від тертя арматури:

а) у стіни каналів або до поверхні бетону конструкцій під час натягу на бетон (рис.9.18)

$$\sigma_4 = \sigma_{sp}(1 - 1 / e^{\omega x + \delta \theta}),$$

де σ_{sp} – значення попереднього напруження, яке приймаємо без врахування втрат; e – основа натурального логарифма; x – довжина ділянки від натяжного пристосування до розрахункового перерізу, мм; θ – сумарний кут повороту осі арматури, рад; ω і δ – коефіцієнти, які визначаємо за табл.,9.3;

б) до обвідних пристосувань під час натягу на упори

$$\sigma_4 = \sigma_{sp}(1 - 1 / e^{\delta \theta}),$$

де δ – коефіцієнт, який приймаємо таким, що дорівнює 0,25; решта позначень вказані у п. 4 “а”.

конструкції форми втрати від деформації форм приймають $\sigma_5 = 30$ МПа.

У разі електротермічного способу натягу від деформації форми $\sigma_5 = 0$, оскільки вони враховані під час визначення повного видовження арматури.

6. Втрати від швидконатікаючої повзучості бетону залежать від умов тверднення, рівня напружень і класу бетону за міцністю на стиск; розвиваються вони при обтиску (і у перші 2–3 години обтиску);

а) для бетону природного твердіння

$$\sigma_6 = 40 * (\sigma_{bp} / R_{bp}) \text{ при } \sigma_{bp} / R_{bp} \leq \alpha;$$

$$\sigma_5 = 50 * \alpha + 90\beta (\sigma_{bp} / R_{bp} - \alpha) \text{ при } \sigma_{bp} / R_{bp} > \alpha,$$

де – α і β – коефіцієнти, які приймаємо такими, що дорівнюють передаваній міцності бетону R_{bp} :

$$30 \text{ і вище } \alpha = 0,75, \beta = 1,2 \quad 30 \text{ і вище } \alpha = 0,65, \beta = 2,5$$

$$25 \text{ і нижче } \alpha = 0,7, \beta = 1,85 \quad 15 \text{ і нижче } \alpha = 0,5, \beta = 2,5.$$

σ_{bp} – стискальне напруження у бетоні у стадії попереднього обтиску визначається на рівні центра ваги повздовжньої арматури S і S' із врахуванням втрат за пп. 1–5;

Таблиця 9.3 Значення коефіцієнтів ω і δ

Канал або поверхня	Коефіцієнти для визначення втрат від тертя арматури		
	ω	δ при арматурі у вигляді	
		пучків арматурного дроту, арматурних канатів	стрижневого періодичного профілю
Канал з металевою поверхнею	0,003	0,36	0,4
Канал з бетонною поверхнею, утворений жорстким каналом або бетонною поверхнею.	0	0,55	0,65
Канал з бетонною поверхнею, утворений гнучким каналоутворювачем	0,0015	0,55	0,65

5. Від деформації сталевій форми під час виготовлення попередньо-напружених залізобетонних конструкцій

$$\sigma_5 = \eta (\Delta l / l) E_s,$$

де η – коефіцієнт, який визначається за формулами:

під час натягу арматури домкратом

$$\eta = (n - 1) / 2n,$$

під час натягу арматури намотуваною машиною електротермомеханічним способом (50% зусилля створюється вантажом)

$$\eta = (n - 1) / 4,$$

де Δl – зближення упорів на лінії дії сили P , яке визначається із розрахунку деформації форми, l – відстань між зовнішніми гранями упорів; n – кількість груп стрижнів, які натягуються не одночасно.

За відсутності даних про технологію виготовлення і

б) для бетону, підданого тепловому обробленню, втрати обчислюють за формулами п.6 «а» множенням одержаного результату на коефіцієнт 0,85.

Б. Інші втрати.

7. Від релаксації арматури під час натягу на бетон високоміцного арматурного дроту і стрижневої арматури приймають такими самими, як і під час натягу на упори, тобто $\sigma_7 = \sigma_l$.

8. Від усадки бетону і скорочення елемента (залежать) від виду бетону, способу натягу (арматури, умов тверднення). Значення σ_8 наведені у табл. 9.4.

9. Від повзучості бетону (внаслідок відповідного скорочення елемента) залежно від виду бетону, умов твердіння, рівне напружень:

а) для важкого бетону і легкого бетону щільному дрібному заповнювачі

$$\sigma_9 = 150\alpha(\sigma_{bp} / R_{bp}) \text{ при } \sigma_{bp} / R_{bp} < 0,75;$$

$$\sigma_9 = 300\alpha(\sigma_{bp} / R_{bp} - 0,5) \text{ при } \sigma_{bp} / R_{bp} > 0,75,$$

де σ_{bp} – те саме, що і в п.6, але з врахуванням втрат п. 1-6; α – коефіцієнт для бетону природного твердіння, приймається таким, що дорівнює 1,0 для бетону, підданого тепловому обробленню за атмосферного тиску – 0,85;

б) для дрібнозернистого бетону групи:

А – результати, обчислені за формулами п.9 “а” множимо на коефіцієнт 1,3;

Б – результати обчислені за формулами п.9 “а”; множимо на коефіцієнт 1,5;

В – втрати обчислюють за формулами п.9 “а”, при $\alpha = 0,85$;

в) для легкого бетону у разі пористого дрібного заповнювача – результати, обчислені за формулами п.9 “а”, множимо на коефіцієнт – 1,2.

Втрати від усадки σ_8 і повзучості σ_9 істотно залежать від часу і вологості середовища, для легкого бетону у разі передаваної міцності $R_{bp} = 15$ і нижче значення множення приймаємо таким, що дорівнює 60.

Тому необхідно враховувати таке:

а) якщо відомий раніше термін завантаження конструкції, втрати від усадки і повзучості бетону множать на коефіцієнт φ , який визначається за формулою

$$\varphi = 4t / (100 + 3t),$$

де t – час, доба: у разі визначення втрати від повзучості – з дня обтиску бетону; від усадки – з дня закінчення бетонування;

б) для конструкцій, які експлуатуються за вологості повітря навколишнього середовища нижче 40%, втрати від усадки і повзучості важкого і дрібнозернистого бетону збільшуються на 25%, за винятком конструкцій, які експлуатуються у кліматичному підрайоні IV А (середня Азія) із сухим кліматом), не захищених від сонячної радіації, від усадки і повзучості, збільшують на 50%;

в) допускається використовувати точніші методи для визначення значення втрат від усадки і повзучості бетону, обґрунтованні в установленому порядку.

10. Від зім’яття бетону під витками спіральної або кільцевої арматур (за діаметра конструкції до 3 м) приймають $\sigma_{10} = 30$.

11. Від деформацій обтиску стиків між блоками збірних конструкцій

$$\sigma_{11} = (n\Delta l / l)E_s,$$

де n – кількість швів конструкції за довжиною напружуваної арматури; Δl – обтиск стику; для стиків, заповнених бетоном, приймаємо таким, що дорівнює – 0,3; у разі становлення насухо – 0,5 мм; l – довжина арматури яку натягаємо, мм.

Втрати попереднього напруження у напруженій арматурі S' визначають так само, як і у арматурі S .

У разі натягу арматури на упори враховують:

а) перші втрати від релаксації напружень у арматурі, температурного перепаду, деформації анкерів, тертя температури до обвідних пристосувань, де-

формації сталевих форм, деформації бетону, від швидконатінаючої повзучості

$$\sigma_{sn1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6; \quad (9.7)$$

б) другі втрати – від усадки і повзучості бетону

$$\sigma_{sn2} = \sigma_8 + \sigma_9; \quad (9.8)$$

Таблиця 9.4 Втрати напружень у арматурі від усадки бетону, МПа

бетон	Натяг на		
	Упори при		бетон
	Природного твердіння	Тепловому обробленні і атмосферному тиску	Незалежно від умов твердіння
Важний класів: а) В25 і нижче б) В40 в) В45 і вище	40 50 60	35 40 50	30 35 40
Дрібнозернистий групи А	Втрати визначаються за п. “а”, “б” множенням на коефіцієнт, що дорівнює 1,3		—
Б	Втрати визначаються за п. «а» множенням на коефіцієнт, рівний 1,5		—
В	Втрати визначаються за п. “а”, “б”, “в” як для важкого бетону природного твердіння		—
Легкий при дрібному заповнювачі: щільний	50	45	—
пористий	70	60	—

У разі натягу арматури на бетон враховують:

а) перші втрати від деформації анкерів, тертя арматури до стінок каналів (або поверхні бетону конструкції)

$$\sigma_{sn1} = \sigma_3 + \sigma_4; \quad (9.9)$$

б) другі втрати від релаксації напружень у арматурі, усадки і повзучості бетону, зім'яття бетону під витками арматури, деформації стиків між блоками (для збірних конструкцій, які складаються із блоків)

$$\sigma_{sn2} = \sigma_7 + \sigma_8 + \sigma_9 + \sigma_{10} + \sigma_{11}. \quad (9.10)$$

Підсумкові втрати за будь-якого способу натягу

$$\sigma_{sn} = \sigma_{sn1} + \sigma_{sn2} \quad (9.11)$$

у всіх випадках потрібно приймати не менше 100 МПа.

Під час розрахунку самонапружених елементів враховують тільки втрати попереднього напруження від повзучості і усадки бетону залежно від марки бетону з самонапруження і вологості середовища. Для самонапружених конструкцій, які експлуатуються в умовах зайвої вологості, втрати від усадки не враховують.

4. Геометричні характеристики перерізів попередньо напружених елементів. Під час виконання деяких видів розрахунків замість дійсного перерізу елемента розглядають так звані приведені перерізи, у деяких окрім перерізу бетону (за вирахуванням каналів) враховують ν – кратний переріз арматури ($\nu = E_s / E_b$). За допомогою такого прийому визначають площу приведенного перерізу

$$A_{red} = A + \nu A_{sp} + \nu A'_{sp} + \nu A_s + \nu A'_s. \quad (9.12)$$

Так само визначають і інші геометричні характеристики приведенного перерізу: статичний момент, момент інерції і тощо. Для обчислення цих характеристик зручно розбити поперечний переріз на частини простої геометричної форми (рис.9.19).

Статичний момент приведенного перерізу відносно осі I–I:

$$S_{red} = \sum A_i y_i \quad (9.13)$$

де A_i – площа i -ї частини перерізу; y_i – віддаль від центра ваги i -ї частини перерізу до осі I–I.

Віддаль y і y_i від центра ваги приведенного перерізу до осі I–I і II–II обчислюють за формулами

$$y = S_{red} / A_{red}; \quad y' = h - y. \quad (9.14)$$

Момент інерції приведенного перерізу щодо центральної осі, паралельної осі I–I,

$$I_{red} = \sum [J_i^0 + A_i (y - y_i)^2], \quad (9.15)$$

де J_i^0 – момент інерції i -ї частини перерізу щодо осі, яка проходить через центр ваги цієї частини перерізу.

Віддалі верхньої і нижньої границь ядра перерізу від центра ваги приведенного перерізу:

$$R_{я.в.} = J_{red} / A_{red} y; \quad r_{я.н.} = J_{red} / A_{red} y'. \quad (9.16)$$

5. Визначення напружень у бетоні і арматурі попередньо-напружених елементів у разі обтиску бетону. Під час розрахунку попередньо-напружених елементів у низці випадків приходить визначати напруження у бетоні і арматурі. Ці напруження одержують як для пружного тіла за приведеними геометричними незалежно від того, виконується натяг арматури на упори або на бетон. Переріз рахують, який знаходиться під дією рівнодійних зусиль P у всій напруженій арматурі і приймають цю рівнодійну за зовнішню силу, яка обтискує приведений переріз елемента (рис.9.20). Рівнодійна P може бути знайдена із умови рівноваги

$$P = \sigma_{sp} A_{sp} + \sigma'_{sp} A'_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s. \quad (9.17)$$

За моментом рівнодійної щодо центра ваги приведенного перерізу і суми моментів у арматурі S і S' одержимо ексцентриситет

$$e_{op} = (\sigma_{sp} A_{sp} y_{sp} + (\sigma'_s A'_s y'_s - (\sigma'_{sp} A'_{sp} y'_{sp} - \sigma_s A_s y_s) / P \quad (9.18)$$

де A_{sp} і A_s – площі перерізу напруженої і ненапруженої поздовжньої арматури: у згинальних, позацентровостиснених і позацентроворозтягнутих елементах – арматури S , розташованої у найбільш обтиснутій зоні бетону; у центрально розтягнутих елементах – площа перерізу всієї арматури; A'_{sp} і A'_s – площі перерізу напруженої і ненапруженої поздовжньої арматури S' , розташованій у менш обтиснутій зоні; σ_{sp} і σ'_{sp} – напружене у арматурі A_{sp} і A'_{sp} для стадії роботи елемента яка розглядається; σ_s і σ'_s – напруження у арматурі A_s і A'_s , викликане повзучістю бетону. Решта позначень показані на рис. 9.20,а.

Напруження у бетоні визначають за формулою для позацентрового стиску

$$\sigma_{b,p} = P / A_{red} \pm (Pe_{op} / J_{red} y), \quad (9.19)$$

де y – віддаль від центра ваги приведенного перерізу до волокна, в якому визначають напруження; A_{red} , J_{red} – площа і момент інерції приведенного перерізу, які визначають за формулами (9.12) і (9.15).

Для волокон, які розташовані між центром ваги приведенного перерізу і крайнім волокном найбільше обтисненої зони, у формулі (9.19) приймається знак плюс, для решта волокон – знак мінус (рис. 9.20,б).

Стискальні напруження у бетоні на стадії попереднього обтиску $\sigma_{b,p}$ не повинні перевищувати значень (у частках від передаваної міцності бетону $R_{b,p}$), наведених у табл. 9.2.

Напруження $\sigma_{b,p}$ визначають на рівні крайнього стисненого волокна бетону із врахуванням втрат попереднього напруження за п. 3.1–3.6 п. 9.3 і за коефіцієнта точності натягу арматури $\gamma_{sp} = 1$.

Для попередньо-напружених конструкцій, у яких передбачається регулювання напружень обтиску бетону під час їх експлуатації (наприклад, у реакторах, резервуарах, телевізійних баштах), напружена арматура використовується без зчеплення з бетоном; при тому необхідно передбачити ефективні заходи по захисту арматури від корозії. До попередньо-напружених конструкцій без зчеплення арматури із бетоном висувають вимоги 1-ї категорії тріщиностійкості, тобто не допускається утворення тріщин.

Напруження σ_{sp} і σ'_{sp} приймають:

а) у стадії обтиску бетону – із врахуванням перших втрат; б) у стадії експлуатації елемента – із врахуванням перших і других витрат.

Напруження σ_{sp} і σ'_{sp} приймають такими, що числово дорівнюють:

а) у стадії обтиску бетону – втратам напружень від швидконатікальної повзучості за п. 3.6 підрозділу 9.3; б) у стадії експлуатації елемента – сумі втрат напружень від усадки і повзучості за п.3.3, 3.8 і 3.9 підрозділу 9.3.

Контрольовані напруження під час натягу арматури на упори приймають

$$\sigma_{con1} = \sigma_{sp} \text{ і } \sigma'_{con1} = \sigma'_{sp}. \quad (9.20)$$

Під час натягу арматури на бетон одночасно з натягом частина зусиль витрачають на обтиск бетону.

Контрольовані напруження у арматурі A_{sp} і A'_{sp} у цьому разі обчислюють за формулами (9.3) і (9.4).

9.4 Розрахунок згинальних поперечно-напружених елементів на міцність

Поперечні перерізи згинальних елементів, здебільшого мають вид прямокутника, двотавра, тавра з полицею в розтягненій зоні тощо. У таких елементах ставлять напружену і ненапружену арматуру (монтажну або розрахункову).

Поперечну арматуру виконують ненапруженою у вигляді хомутів і поперечних стрижнів, плоских зварних каркасів, або в доповнення до ненапруженої ставлять ще і напружену поперечну арматуру.

Розміри перерізу двотаврових балок можуть бути поперечно призначені, враховуючи рекомендації: висоту h у перерізі з максимальним згинальним моментом $1/12\text{--}1/20$ прольоту; ширину і товщину полиці стисненої зони $b = (1/4 \dots 1/5)h$; $h_1 = (1/8 \dots 1/10) h$; розміри полиці розтягнутої зони – за умовами розміщення поздовжньої арматури; товщина стінки двотавра – не менше 6 см, а у разі розміщення в ній каналів для напруженої арматури – відповідно до діаметра каналу і необхідної товщини захисного шару. Спряження стінки двотавра і тавра з полицями потрібно робити зі скосами для пом'якшення концентрації напруження. Всі поперечно намічені розміри перерізу потрібно перевіряти розрахунками і від коректувати.

Під час виготовлення в згинальних поперечно напружених елементах можуть утворюватися тріщини в зоні перерізу, який повинен працювати на стиск. Щоб запобігти появі тріщин, напружену арматуру в згинальних елементах часто розташовують не тільки в розтягненій зоні (A_{sp}), але і в стислій (A'_{sp}), приймаючи

$$A'_{sp} = (0,2 \dots 0,25) A_{sp} \quad (9.21)$$

1. Стадії напружено-деформованих станів згинального елемента. Під час зростання зовнішнього навантаження до руйнуючого напружено-деформованого стану поперечно напружених згинальних елементів, як і елементів без попереднього напруження, відбувається три стадії: I стадія – до утворення тріщин в бетоні розтягнутої зони; II – після утворення тріщин; III – руйнування. Проте у разі розвитку напружено-деформованого стану поперечно напружених елементів і елементів, що виконані без попереднього напруження, є істотна відмінність. Так, можна встановити, що для поперечно напружених елементів руйнівне навантаження, що відповідає III стадії, лише трохи (на 25–30%) перевищує навантаження, що зумовлює утворення тріщин у кінці I стадії.

Для елементів без попереднього напруження інтервал навантаження I і III стадій у декілька разів більше. Отже, поперечно-напружені елементи володіють більшою стійкістю до тріщин, тріщини в них утворюються у разі руйнівних навантажень, що досягають 70–75%. У разі натягу арматури на упори і на

бетон характер роботи згинальних елементів під навантаженням однаковий. Деякі відмінності спостерігаються лише спочатку.

Розглянемо особливості зміни напружено-деформованого стану згинального елемента, виготовленого з натягом на упори (рис.9.21). У розтягненій від навантаження зоні елемента розташовується напружена арматура з площею перерізу A_{sp} ; у стисненій від навантаження зоні – напружена арматура з площею перерізу A_{sp} .

Стадія I. Під час натягу арматури на упори у згинальних елементах розрізняють шість напружено-деформованих етапів.

Етап I₁. Арматура A_{sp} і A'_{sp} укладена в порожню форму, напруження в арматурі σ_s і σ'_s дорівнюють нулю.

Етап I₂. Арматура в порожній формі натягнута до заданих початкових контрольованих напружень σ_s і σ'_s , які зазвичай рівні між собою ($\sigma_s = \sigma'_s$).

Етап I₃. Елемент забетонований, відбувається тверднення і усадка бетону. Через піддатливість затискачів, деформації форми, релаксації сталі і зміни температури відбуваються перші втрати напружень в арматурі, що утримується упорами. Ненапружена арматура вільна від напружень.

У міру тверднення бетону відбувається зчеплення арматури з бетоном. Напруження в напруженій арматурі внаслідок прояву перших втрат знижується до

$$\sigma_{sp} = \sigma_{sp} - \sigma_{sn1} \quad \text{і} \quad \sigma'_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{sn1} . \quad (9.22)$$

Етап I₄. У разі досягнення бетоном достатньої міцності (~70% проектного класу В) напружена арматура звільняється і, скорочуючись, обтискає бетон і ненапружену арматуру. У разі несиметричного армування ($A_{sp} > A'_{sp}$) епюра напруження обтиску бетону має вигляд трапеції. Розтягувальне напруження в арматурі A_{sp} і A'_{sp} знижує на ν -кратне напруження обтиску бетону; у арматурі A_s в A'_s з'являються стискальні напруження, що дорівнюють кратній напрузі обтиску бетону; елемент вигинається опуклістю у бік, зворотний до прогину від експлуатаційних навантажень. Отже, внаслідок обтиску бетону напруження у арматурі зменшуються на

$$\left(\frac{E_s}{E_b} \right) \sigma_{bp} = \nu \sigma_{bp} , \quad (9.23)$$

і дорівнюють:

$$\begin{cases} \sigma_{sp} - \sigma_{sp1} - \nu \sigma_{bp} = \sigma_{sp1} - \nu \sigma_{bp} ; \\ \sigma_{sp} - \sigma'_{sp1} - \nu \sigma'_{bp} = \sigma'_{sp1} - \nu \sigma'_{bp} . \end{cases} \quad (9.24)$$

Етап I₅. З часом внаслідок прояву усадки і повзучості бетону проявляються другі втрати напружень арматури, і тоді натягнення у арматурі буде

$$\begin{cases} \sigma_{sp} - \sigma_{sn1} - \sigma_{sn2} - \nu\sigma_{bp} = \sigma_{sp} - \sigma_{sn} - \nu\sigma_{bp} = \sigma_{sp2} - \nu\sigma_{bp}; \\ \sigma'_{sp} - \sigma'_{sn1} - \sigma'_{sn2} - \nu\sigma'_{bp} = \sigma'_{sp} - \sigma'_{sn} - \nu\sigma'_{bp} = \sigma'_{sp2} - \nu\sigma'_{bp}. \end{cases} \quad (9.25)$$

Стискальне напруження у ненапруженій арматурі S і S' підвищується до
 $\sigma_{s,c} = -\sigma_{sn2} + \nu\sigma_{bp}$, $\sigma'_{s,c} = -\sigma'_{sn2} + \nu\sigma'_{bp}$. (9.26)

Напруження у бетоні також змінюється, але незначно.

Для напруженого стану елемента на цьому етапі характерні сталі напруження, які визначають за формулами (9.25) і (9.26). Картина зміни напружених станів попередньо-напружених згинальних елементів з натягом на бетон буде дещо іншою. Так, контрольовані напруження σ_{sp} і σ'_{sp} відрізняються від σ_{sp} і σ'_{sp} (у разі натягу на бетон) і обчислюються за формулами (9.3)–(9.4); є і інші відмінності, загальний же характер явищ подібний в обох випадках. Проте поведінка згинальних елементів після встановлених напружень однакова для елементів з натягом на упори і для елементів з натягом на бетон.

Етап I_6 . Після завантаження елемента зовнішнім навантаженням виникають згинальний момент і розтягувальне зусилля на рівні арматури A_{sp} , які гасять стискувальні попередні напруження у бетоні. У міру зростання зовнішнього навантаження розтягувальне напруження арматури A_{sp} зростає, стискальне напруження арматури A_s і бетону розтягнутої зони знижуються і, перейшовши через нульове значення, змінюються на розтягувальні; розтягувальні напруження арматури A_s знижуються, стискальні напруження арматури A'_s і бетону стисненої зони зростають.

за деякої величини зовнішнього навантаження попередньо створене стискальне напруження бетону розтягнутої зони виявиться погашеним, а напруження арматури A_{sp} .

$$\sigma_{sp2} - \nu\sigma_{bp} + \nu\sigma_{bp} = \sigma_{sp2}. \quad (9.27)$$

Стадія Ia . У разі подальшого збільшення зовнішнього навантаження напруження крайнього волокна бетону розтягнутої зони досягає межі міцності при розтягу R_{bt} . У розтягнутій зоні бетону утворюються тріщини, що відповідає граничному стану на тріщиностійкість і означає кінець стадії I .

Як і в звичайних залізобетонних елементах, розрахункову епюру напружень у бетоні стисненої зони приймають трикутною, а в бетоні розтягнутої зони – прямокутною.

Стадія II . Під час збільшення навантаження і згинального моменту, що вигинає, в бетоні розтягнутої зони збільшуються і розкриваються тріщини, що поступово розповсюджуються до нейтрального шару, тобто настає стадія II .

Стадія III . У разі невеликого подальшого зростання навантаження, напруження в арматурі A_{sp} і A_s досягнуть тимчасового опору, а стискальні напруження у бетоні — межі міцності бетону на стиснення; настає руйнування.

Нагадаємо, що за таких самих напружень арматури розтягнутої зони настає стадія III і для елементів, що виконані без попереднього напруження. Отже, попереднє напруження арматури не змінює несучої здатності згинальних елементів.

2. Розрахунок згинальних елементів за нормальними перерізами. Розрахунок міцності попередньо-напружених елементів за нормальними перерізами у разі дії згинального моменту майже не відрізняється від розрахунку конструкцій з ненапруженою арматурою; основне завдання розрахунку – перевірити виконання умови міцності $M \leq M_{nep}$.

В основі розрахунку лежить стадія III напружено-деформованого стану; напруження у бетоні і арматурі при $\xi \leq \xi_y$ досягають розрахункових опорів. Епюру напружень у стисненій зоні в бетоні приймають у вигляді прямокутника з ординатою R_b ; напруження в арматурі A_{sp} , A_s , A'_s , приймають такими, що дорівнюють рівними відповідним розрахунковим опорам $R_s, R_{s,c}$. Щодо напружень у напруженій арматурі A_s стисненої зони, то для попередньо напружених згинальних елементів її оцінюють інакше.

Розрахунковий опір стиску $R_{s,c}$ напруженої арматури, розташованої в стисненій від дії зовнішніх сил зоні і зчеплення з бетоном повинно бути замінено напруженнями $\sigma_{s,c}$

Напруження арматури в стисненій зоні

$$\sigma_{s,c} = (\sigma_{s2} - \sigma'_{sp}), \quad (9.28)$$

але не більше від розрахункового опору стиску $R_{s,c}$.

Граничні напруження у арматурі стисненої зони σ'_{s2} приймають таким, що дорівнюють 400–500 МПа [див. пояснення до формул (19.15) і (19.16)], а під час розрахунку елементів у стадії обтиску для напруженої арматури, розташованої в зоні передбачуваного руйнування бетону від стиску, значення σ_{s2} приймають таким, що дорівнює 330 МПа.

Граничне значення попереднього напруження σ'_{sp} в напруженій арматурі S' визначають з урахуванням коефіцієнта точності натягу арматури $\gamma_{sp} > 1$.

Розрахунок перерізів, нормальних до поздовжньої осі елемента, коли зовнішня сила діє в площині осі симетрії перерізу і арматура зосереджена у перпендикулярних до цієї площини граней елемента, потрібно виконувати залежно від співвідношення між значенням відносної висоти стисненої зони бетону $\xi = x/h_0$ і значенням відносної висоти стиснутої зони бетону ξ_y , за якого граничний стан елемента настає одночасно з досягненням в розтягненій арматурі напруження, що дорівнює розрахунковому опору R_s з урахуванням відповідних коефіцієнтів умов роботи арматури γ_{si} , за винятком коефіцієнта γ_{s6} . Значення визначається за формулою (3.15), але під час розрахунку попередньо-напружених конструкцій у цій формулі необхідно враховувати таке:

$$\sigma_{s1} = R_s - \sigma_{sp}, \quad (9.29)$$

для арматури класів А–І ... А ІІІ і Вр–І

$$\sigma_{s1} = R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp}, \quad (9.30)$$

для арматури класів А–ІV ... А–VІ, В–ІІ, Вр–ІІ, К–7 і К–19, O_{sp} приймається за коефіцієнта $\gamma_{sp} < 1$; $\Delta\sigma_{sp}$ – визначають за формулою (9.2).

Під час розрахунку на міцність залізобетонних елементів, армованих з

високоміцною арматурою класів А-IV ...А-VI, В-II, Вр-II, К-7 і К-19 за дотримання умов $\xi \leq \xi_y$ розрахунковий опір арматури R_y множать на коефіцієнт умов роботи

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1)(2 \xi / \xi_y - 1) \leq \eta, \quad (9.31)$$

де η – приймають таким, що дорівнює арматурі класів: А-II – 1,2; А-V, В-II, К-7 і К-19 – 1,15; А-VI – 1,1.

За наявності зварних стиків у зоні елемента із згинальними моментами, що перевищують $0,9 M_{max}$ (де M_{max} – максимальний розрахунковий момент), значення коефіцієнта γ_{s6} для арматури класів А-IV і А-V приймають не більше 1,1, а для арматури класу А-VI – не більше 1,05.

Для першого випадку розрахунку повинна виконуватись умова $\xi \leq \xi_y$. Напружений стан елемента з будь-якою формою поперечного перерізу, симетричного щодо площини згину, в граничному стані показано на рис. 9.22. Застосовуючи до цього перерізу умову (3.1) і формулу (9.28), отримаємо

$$M = R_b S_{b0} + R_{s,c} S'_{so} + \sigma_{sc} S'_{spo}. \quad (9.32)$$

Проектуючи всі зусилля на поздовжню вісь елемента, знайдемо

$$R_b A_{bs} + \sigma_{sc} A'_{sp} - R_{s,c} A'_s - R_s A_{sp} - R_s A_s = 0, \quad (9.33)$$

де σ_{sc} визначається за формулою (9.28); $S'_{spo} = A'_{sp} (h_0 - \sigma'_{sp})$; інші характеристики мають такий самий сенс, що і у формулах (3.3) – (3.13).

Для елементів прямокутного перерізу розрахункові формули (9.32) і (9.33), після підстановки в

$$A_{bc} = bx; S_{bo} = bx (h_0 - 0.5x),$$

$$S'_{so} = A'_s (h_0 - a') \text{ і } S'_{spo} = A'_{sp} (h_0 - a'_{sp})$$

набудуть вигляду:

$$M \leq R_b bx ((h_0 - 0.5x) + R_{s,c} A'_s (h_0 - a') + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_{sp})); \quad (9.34)$$

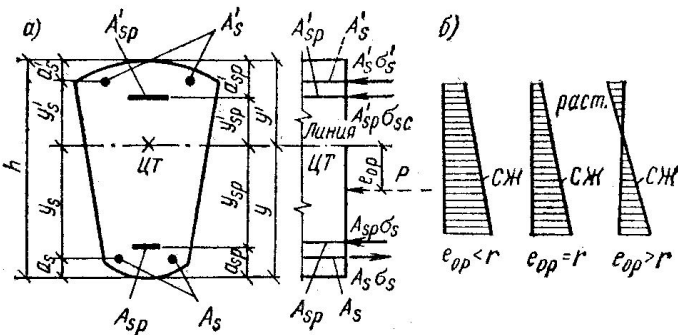
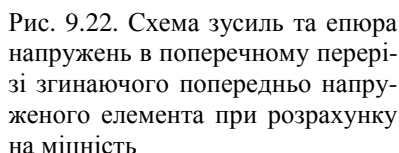
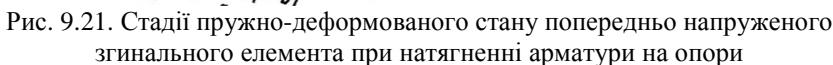


Рис. 9.20 До розрахунку елементів при попередньому обтіску



З формули (7.35) можна знайти висоту стисненої зони бетону

$$x = \frac{R_s A_{sp} + R_s A_s - \sigma_{s,c} A'_{sp} - R_{s,c} A'_s}{R_{bh}}. \quad (9.36)$$

$\sigma_{s,c}$ входить у формули (9.32) – (9.35) зі своїм знаком. Із цих формул очевидно, що напружена арматура у стиснутій зоні при $\sigma_{s,c} < 0$ (тобто у випадках, коли напруження $\sigma_{s,c}$ розтягує) знижує несучу здатність елемента.

Під час розрахунку міцності попередньо-напружених елементів, так само як під час розрахунку звичайних залізобетонних елементів, потрібно дотримуватися умови (5.47) або (5.49).

За другого випадку розрахунку ($\xi > \xi_y$) напруження в напруженій арматурі A_{sp} не досягають розрахункового опору, тобто $\sigma_s < R_s$, а в стисненій напруженій арматурі $\sigma_{s,c} < R_{s,c}$.

Якщо отримане з розрахунку за формулами (9.33) і (9.36) значення $x >$

$\xi_y h_0$, допускається розраховувати міцність з умов (9.32) і (9.34), визначаючи висоту стисненої зони x відповідно з формул:

$$\begin{aligned} R_b A_c + \sigma_{s,c} A'_p + R_{s,c} A'_s - \sigma_s A_p - R_s A_c &= 0; \\ R_b b x + \sigma_{s,c} A'_p + R_{s,c} A'_s - \sigma_s A_p - R_s A_c &= 0, \end{aligned} \quad (9.38)$$

де

$$\sigma_s = \frac{0.2 + \xi_y}{0.2 + \xi_y + 0.35 \left(\frac{\sigma_{sp}}{R_s} \right) 1 - \frac{\xi}{\xi_y}} R_s, \quad (9.39)$$

σ_{sp} – визначається за коефіцієнта $\gamma_{sp} > 1$; $\sigma_{s,c}$ – визначається за формулою (9.28).

3. Розрахунок згинальних елементів, за похилими перерізами. Прийоми розрахунку міцності похилих перерізів у згинальних поперечно-напружених елементів дуже схожі з прийомами розрахунку елементів з ненапруженою арматурою і відрізняються від них лише тим, що в розрахункових формулах враховують додаткові зусилля в напруженій арматурі (поздовжньої, відігнутої і поперечної). Міцність похилих перерізів за згинальним моментом (рис. 9.23) розраховують за формулою

$$\begin{aligned} M \leq & R_s A_{sp,z,sp} + \sum R_s A_{sp,inc,z,sp,inc} + \sum R_s A_{spw,z,spw} + \\ & + \sum R_s A_s z_s + \sum R_s A_{s,inc} z_{s,inc} + \sum R_s A_{sw} z_{sw} \end{aligned} \quad (9.40)$$

Міцність похилих перерізів за поперечною силою (рис. 9.23) розраховують за формулою

$$\begin{aligned} \sigma \leq & \sum R_{sw} A_{sw} + \sum R_{sw} A_{sw} + \sigma_b + \sum R_{sw} A_{s,inc} \theta + \\ & + \sum R_{sw} A_{sp,inc} \sin \theta_{sp}. \end{aligned} \quad (9.41)$$

Ці формули побудовані аналогічно формулам для розрахунку елементів без попереднього напруження (див. розділ 3).

Під час розрахунку похилих перерізів елементів з напруженою арматурою з високоміцного дроту або пасм, що не мають на кінцях анкерів, потрібно враховувати, що зчеплення напруженої арматури з бетоном на ділянці зони передавання напруження l_p (рис. 9.24) може бути порушено. Під час розрахунку похилих перерізів, що починаються на довжині ділянки l_p , напруження в поздовжній і поперечній арматурі приймають такими, що лінійно зростають від нуля на початку зони передавання до σ_{sp} в кінці ділянки.

Довжину зони передавання напруження l_p для напруженої арматури без анкерів визначають за формулою

$$l_p = \left[\omega_p \left(\frac{\sigma_{sp}}{R_{bp}} \right) + \lambda_p \right] d, \quad (9.42)$$

де ω_p , λ_p – приймають за табл. 7.5

Для елементів з легкого бетону класів В7,5–В12,5 значення ω_p і λ_p збільшуються в 1,4 раза проти наведених в таблиці.

Величина σ_{sp} у формулі (9.42) приймається такою, що дорівнює: при розрахунку елементів на міцні – більшому із значень R_s і σ_{sp} ; при розрахунку елементів на тріщиностійкості значенню σ_{sp} . Тут σ_{sp} приймають з урахуванням втрати.

У елементах з дрібнозернистого бетону групи Б і з легкого бетону на пористому дрібному заповнювачі значення ω_p і λ_p збільшуються в 1,2 раза проти наведених в табл. 9,5.

Для стрижневої арматури періодичного профілю всіх класів значення l_p приймається не менше $15d$.

9.5 Розрахунок позacentрово-стиснених попередньо-напружених елементів на міцність

Попередньо-напружені позacentрово-стиснені залізобетонні елементи розраховують як і елементи без попереднього напруження.

Застосовуючи рівняння (20.2)–(20.4) до розрахунку попередньо напруженого елемента будь-якої симетричної форми по першому випадку, тобто при $\xi \leq \xi_y$ (рис. 9.25), отримаємо замість формули (4.2)

$$N_e \leq R_b S_{bp} + R_{s,c} S'_{so} + \sigma_{s,c} S'_{spo}. \quad (9.43)$$

Замість рівняння (4.3) матимемо

$$N \leq R_b A_{bc} + R_{s,c} A'_s + \sigma_{s,c} A'_{sp} - R_s A_s - R_s A_{sp}. \quad (9.44)$$

Положення нейтральної осі отримаємо з умови (4.4), яка в цьому разі випадку має вигляд

$$R_b S_{bn} \pm R_{s,c} A'_s e' \pm \sigma_{s,c} A'_{sp} e'_p - R_b A_b - R_s A_{sp} e_p = 0 \quad (9.45)$$

Для елементів прямокутного перерізу розрахункові формули (9.42), (9.44) після підстановки у них геометричних характеристик набувають вигляду:

$$N_e \leq R_b b x (h_0 - 0.5x) + R_{s,c} A'_s (h_0 - a') + \sigma_{s,c} A'_{sp} (h_0 - a'_{sp}); \quad (9.46)$$

$$N_e \leq R_b b x + R_{s,c} A'_s + \sigma_{s,c} A'_{sp} - R_s A_s - R_s A_{sp}; \quad (9.47)$$

$$R_b b x (e - zb) \pm R_{s,c} A'_s e' \pm \sigma_{s,c} A'_{sp} e'_p - R_s A_s e - R_s A_{sp} e_p = 0. \quad (9.48)$$

Під час розрахунку позacentрово-стиснених залізобетонних елементів у другому випадку ($\xi > \xi_y$) розрахункові формули отримаємо з виразів (9.43), (9.44) і (9.46), при тому висота стисненої зони x визначається для елементів з бетону класу вище В30, а також для елементів з арматурою класів вище А-III з сумісного розв'язання рівнянь:

$$R_b A_b - \sum \sigma_{si} A_{si} \pm N = 0 ; \quad (9.49)$$

$$\sigma_{si} = \frac{\sigma_s}{1 - \frac{\omega}{1.1}} \left(\frac{\omega}{\xi_i - 1} \right) + \sigma_{spi}, \quad (9.50)$$

де σ_{sp} – напруження в і-му стрижневі поздовжньої арматури; σ_{spi} – попереднє напруження в і-му стрижні. У рівнянні (7.49) знак мінус перед N приймається для позacentрового стиску елементів і знак плюс для позacentрового розтягненнях.

Якщо значення σ_{sp} , отримане за формулою (9.50), для арматури класів А-IV–А-VI, В-II, Вр-II, К-7 і К-19 перевищує βR_{si} , то напруження σ_{sp} необхідно визначати за формулою

$$\sigma_{si} = \left[\beta + (1-\beta) \frac{\xi_{el,i} - \xi_i}{\xi_{el,i} - \xi_{yi}} \right] R_{si}. \quad (9.51)$$

У разі коли знайдена за формулою (9.51) напруження в арматурі перевищує R_{si} без урахування коефіцієнта γ_{sb} в умовах (9.49) і (9.50) підставляється значення σ_{si} , що дорівнює R_{si} з урахуванням відповідних коефіцієнтів умов роботи, зокрема γ_{sb} .

Напруженість σ_{si} вводиться в розрахункові формули із своїм знаком, отриманим під час розрахунку за формулами (9.50) і (9.51), до того ж необхідно дотримуватись таких умов: у всіх випадках $R_{si} \geq \sigma_{si} \geq -R_{sc}$; для попередньо напружених елементів $\sigma_{si} \geq \sigma_{sci}$ (тут $-\sigma_{sci}$ напруження в арматурі, що дорівнює попередньому напруженню σ_{sip} , зменшеному на величину σ_{s2}).

9.6 Розрахунок центрально- і позacentрово-розтягнутих попередньо-напружених елементів на міцність

1. Центральньо-розтягнені елементи. Елементи, що працюють на центральний розтяг, у цей час виконують як правило попередньо напруженими. В умовах центрального розтягу працюють нижні пояси ферм, зтяжки арок, напірні труби, стінки циліндричних резервуарів. Під час виготовлення таких конструкцій використовують натяг на упори і на бетон та застосовують всі види армування: безперервне, дрогове, пасмами, пучками і стрижнями. Під час розміщення арматури у перерізі елемента і під час утворення каналів варто керуватися вказівками п.3, підрозділу 9.2.

Стадії напружено-деформованого стану центрально-розтягнутого елемента. Попередньо-напружені елементи під час центрального розтягу, як і згинальні елементи, можуть приймати три стадії напружено-деформованого стану: стадія I – до утворення тріщин; стадія II – після утворення тріщин; стадія III – руйнування.

Розглянемо послідовно особливість зміни напружено-деформованого стану центрально-розтягнутого попередньо-напруженого елемента, виготовленого з натягом на упори (рис. 9.26, а).

Стадія I . Під час натягу арматури на упори в цій стадії розрізняють шість напружено-деформованих етапів.

Етап I_1 . Арматура з напруженням $\sigma_s = 0$ покладена у форму.

Етап I_2 . Арматура натягнена до необхідного початкового контрольованого напруження σ_{ep} .

Етап I_3 . Елемент забетонований, відбувається твердіння і усадка бетону. У цей період проявляються перші втрати напруження σ_{sn1} , що виникають внаслідок податливості затискачів, деформації форми, релаксації сталі і змін температури. З урахуванням втрат напруження в арматурі:

$$\sigma_{sp} = \sigma_{sn1}. \quad (9.52)$$

Етап I_4 . Після набуття бетоном необхідної міцності арматуру звільняють і, скорочуючись, вона обтискає бетон. Внаслідок обтиснення бетону до напруження σ_{bp} , напруження в арматурі зменшується на $\nu\sigma_{bp}$ й дорівнюватиме:

$$\sigma_{sp} = \sigma_{sn1} - \nu\sigma_{bp}. \quad (9.53)$$

Етап I_5 . Із часом внаслідок усадки і повзучості бетону виникають інші втрати напруження σ_{sn2} , і арматура перед навантаженням елемента матиме напруження:

$$\sigma_{sp} = \sigma_{sn} - \nu\sigma_{bp}, \quad (9.54)$$

де $(\sigma_{sn} = \sigma_{sn1} + \sigma_{sn2})$.

Напруження в бетоні зменшується до розміру сталих напружень.

Етап I_6 . Після прикладання зовнішнього навантаження, що поступово зростає, напруження попереднього обтиску бетону зменшується, і при $\sigma_{bp} = 0$ напруження арматури становить

$$\sigma_{sp} = \sigma_{sn}. \quad (9.55)$$

Стадія I_a . У разі подальшого збільшення навантаження розтягувальні напруження, у бетоні досягають межі міцності під час розтягу, у бетоні утворюються тріщини і настає кінець цієї стадії. Стадія I_a покладена в основу розрахунку за утворенням тріщин. Порівняно із звичайним залізобетоном напруження арматури перед утворенням тріщин збільшилося на $\sigma_{sp} - \sigma_{sp}$. Цим пояснюється, чому попередньо-напружений залізобетон має підвищену тріщиностійкість.

Стадія II . За підвищеного навантаження з'являються і розкриваються тріщини, і розтягнутий елемент працює у цій стадії, покладений в основу розрахунків за розкриттям тріщин.

Стадія III, Потім за порівняно невеликого подальшого збільшення навантаження напруження в арматурі досягає розрахункового опору під час розтягнення R_s і настає руйнування, тобто стадія III, покладена в основу розрахунків за першим граничним станом.

Як наслідок, попереднє напруження не впливає на несучу здатність центрально-розтягнених елементів, але воно підвищує їхню тріщиностійкість і жорсткість.

У разі натягу арматури на бетон (рис. 9.26,b) послідовність напружених станів така сама, як і під час натягу на упори, але перші етапи по-іншому характеризують натяг арматури, а контрольоване напруження арматури визначається з урахуванням обтиснення бетону

$$\sigma_{con2} = \sigma_{sp} - \nu\sigma_{bp} \quad (9.56)$$

Крім того, враховуються втрати напруження від тертя арматури об стінки каналів під час натягу, а релаксація сталі відбувається під час втрат.

Стадія I. У разі натягу арматури на бетон у центрально-розтягнених елементах у цій стадії розрізняють чотири напружено-деформованих етапи.

Етап I₁. Елемент забетонований, відбувається твердіння і усадка бетону

без напруженої арматури; $\sigma_{bp} = 0$. Потім вільну арматуру вводять у канал; $\sigma^s = 0$.

Етапи I₂ і I₃ відсутні.

Етап I₄. Арматура натягнута, бетон обтиснутий до напруження σ_{bp} . Вини-

кли перші втрати напруження арматури σ^{sn1} через деформацію анкерів і тертя арматури об стінки каналів. Напруження арматури:

$$\sigma_{sp} = \sigma_{sn1} - \nu\sigma_{bp} \quad (9.57)$$

Етап I₅. Із часом відбуваються інші втрати напруження σ^{sn2} внаслідок релаксації сталі, усадки й повзучості бетону. Напруження бетону зменшується до розмірів сталих напружень, а напруження арматури:

$$\sigma_{sp} = \sigma_{sn} - \nu\sigma_{bp} \quad (9.58)$$

Етап I₆ й стадії Ia, II і III під час натягу арматури на бетон і при натягу на упори однакові (див. рис. 9.26, a, b). Розрахунок центрально-розтягнених елементів (стадія III) незалежно від способу створення попереднього напруження зводиться до перевірки умови:

$$N \leq R_s A_s + R_s A_{sp} - R_s A_{s, tot} \quad (9.59)$$

де N — зовнішня поздовжня сила; R_s — розрахункові опори кожного виду арматури; $A_{e,tot}$ — площа перерізу всіх поздовжніх арматур.

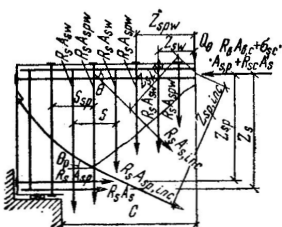


Рис. 9.23. До розрахунку міцності перерізу по згинальному моменту

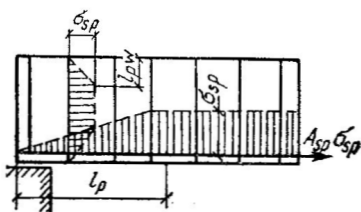


Рис. 9.24. Зміна попереднього напруження в межах зони анкетування напружуваної арматури при самозанкеруванні

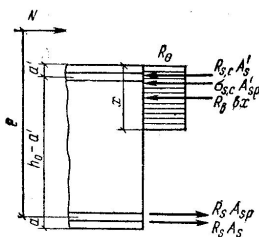


Рис. 9.25. Схема розподілення зусиль та епюра напружень при розрахунку міцності позацентрово стиснутих елементів з великим ексцентриситетом

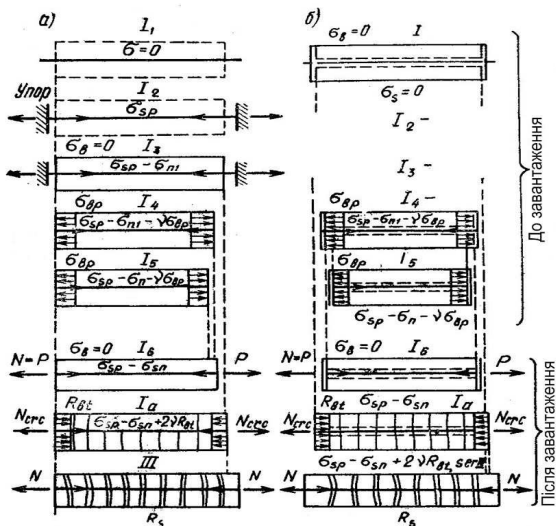


Рис. 9.26. Стадії напружено-деформованих станів центрально-розтягнених елементів: а – натяг арматури на опори; б – натяг арматури на бетон.

2. Позацентрово-розтягнені елементи. Застосування попереднього напруження у позацентрово-розтягнених конструкціях (нижні пояси ферм із жорсткими вузлами; затяжки арок, що сприймають крім розпору ще й поперечні навантаження; стінки силосів некруглої форми тощо) доволі доцільне, оскільки підвищує їх тріщиностійкість. Формули для розрахунку позацентрово-розтягнених попередньо-напружених елементів, так як і звичайних залізобетонних елементів, виводять із умов рівноваги всіх зовнішніх і внутрішніх сил.

Розрахункові формули при першому випадку ($\xi \leq \xi^y$) якщо поздовжня сила розташована між рівнодійними зусиль в арматурах A_s , A_{sp} і A_{sp} (рис. 9.27) за аналогією з формулами (21.2) і (21.3), набудуть вигляду:

$$Ne \leq (R_s A'_s + R_s A'_{sp}) (h_0 - a'); \quad (9.60)$$

$$Ne' \leq (R_s A_s + R_s A_{sp}) (h_0 - a'). \quad (9.61)$$

Звідси

$$N \leq (R_s A'_s + R_s A'_{sp}) (h_0 - a')/e; \quad (9.62)$$

$$N \leq (R_s A_s + R_s A_{sp}) (h_0 - a')/e'. \quad (9.63)$$

Якщо частина перерізу стиснена, а інша – розтягнена (рис. 9.28), розрахункові формули для елементів будь-якої симетричної форми отримують із загальних рівнянь рівноваги:

$$Ne \leq R_b S_{b0} + R_{sc} S'_{s0} + \sigma'_{sc} S'_{sp0}; \quad (9.64)$$

$$N \leq R_s A_s + R_s A_{sp} - R_{s,c} A'_s - \sigma_{s,c} A'_{sp} - R_b A_{bc}; \quad (9.65)$$

$$R_b S_{bN} + R_{s,c} A'_s e' \pm \sigma_{sc} A'_{sp} e'_p - R_s A_s e - R_s A_{sp} e_p = 0. \quad (9.66)$$

За другого випадку ($\xi > \xi^y$) розраховують проводять за формулами (9.64) – (9.66); але отримавши значення $x > \xi_y h_0$ в умову (9.64) підставляють $x = \xi_y h_0$, де ξ_y визначають за формулою (5.15).

9.7 Розрахунок на зусилля, що виникають під час обтиску бетону

Крім перевірки міцності і стійкості конструкцій у стадії експлуатації (а для збірних конструкцій ще й під час транспортування та монтажу), попередньо-напружені конструкції підлягають перевірці на вплив попереднього обтиску. Так, у разі недостатньо високої міцності бетону в момент передавання на нього зусилля обтиску, або за недостатньої площі перерізу, а також за недостатньої жорсткості конструкції може виникнути небезпека руйнування або втрати стійкості елемента вже під час обтиску.

Під час перевірки міцності обтисненого елемента зусилля обтиску $N=P$, визначають за формулою (9.17), вводять у розрахунок як зовнішні сили. Визначаючи зусилля обтиску, враховують зниження попереднього напруження в ар-

матурі як внаслідок втрат, що відбуваються до закінчення обтиску бетону σ^{sm1} , так і внаслідок деформацій стиску бетону.

Для елементів, що обтискають центральню, зусилля обтиску $N=P$ визначають із врахуванням всієї напруженої арматури, для елементів, що обтискають позacentрово, тільки напруженої арматури, розташованої в найбільшій обтисненій зоні, міцність якої перевіряють.

Розрахунок міцності під час обтиску здійснюють із врахуванням розрахункового опору напруженої арматури і розрахункового опору бетону, що відповідає його міцності в момент обтиску.

Розрахунок міцності під час натягу на упори здійснюють без врахування впливу поздовжнього прогину у разі обтиснення.

У разі натягу на бетон варто розрізняти два випадки: 1) вся арматура натягається на бетон одночасно; 2) арматура натягається по черзі групами.

Вплив поздовжнього згину під час натягу арматури на бетон враховують у такий спосіб:

1) за арматури, що розташована в каналах, пазах, виїмках або за межами перерізу й здатна переміщатися по поперечному перерізу конструкції, вплив поздовжнього згину враховують як для стиснених елементів;

2) за арматури, що розташована в закритих каналах і не зміщується по поперечному перерізу конструкції, вплив поздовжнього згину не враховують.

Особливістю розрахунку попередньо напружених залізобетонних конструкцій є також необхідність перевірки міцності на місцевий стиск (зминання) ділянок елемента, що піддаються дії значних зосереджених зусиль, наприклад торцевих ділянок під анкерними пристроями напруженої арматури.

Приклад 9.1. Визначити втрати попереднього напруження і несучу здатність попередньо напруженої балки за моментом в нормальному перерізі у стадії експлуатації. Проліт балки 8,5 м. переріз двотавровий (рис. 7.29). Бетон класу В30, міцність в момент обтиску $R_0=25\text{МПа}$. Напружувальна арматура з гарячекатаної сталі періодичного профілю класу А-V; $A_{sp}=11,4\text{ см}^2$ (3Ø22); $A_{sp}'=2,36\text{ см}^2$ (3Ø10); ненапружена – з гарячекатаної сталі класу А-III; $A_s=A_s'=1,57\text{ см}^2$ (2Ø10). Арматуру натягують механічним способом на опори. Передбачається нагрівання бетону, за якого зміни різниці температур арматури і опорів $\Delta t=65^\circ\text{C}$.

Розв'язок.1. Визначаємо геометричні характеристики наведеного перерізу. Значення ν для напруженої арматури визначаємо за формулою (2.1): $\nu=E_s/E_b=200000/29000=6,9$.

Площа наведеного перерізу (не враховуючи ненапруженої арматури) за формулою (2.2):

$$A_{red}=A_b+\nu(A_{sp}+A_{sp}')=28\cdot 10+17\cdot 10+6\cdot 60+6,9(11,4+2,36)=904,9\text{ см}^2.$$

Відстань від центра ваги арматури до найближчих граней перерізу: $a_{sp}=5,5\text{ см}$; $a_{sp}'=3,25\text{ см}$; $a_s=a_s'=3\text{ см}$.

Статичний момент площі наведеного перерізу щодо нижньої грані

$$S_{red}=28 \cdot 10(80-5)+60 \cdot 6(80/2)+17 \cdot 10(10/2)+6,9 \cdot 11,4 \cdot 5,5+6,9 \cdot 2,36(80-3,25)=$$

$$=37932,4 \text{ см}^3.$$

Відстань від центра ваги наведеного перерізу до нижньої грані перерізу

$$y=S_{red}/A_{red}=37932,4/904,9=41,9 \text{ см.}$$

Момент інерції наведеного перерізу щодо осі, що проходить через центр ваги перерізу,

$$I_{red}=(28 \cdot 103)/12+28 \cdot 10(80-41,9-5)^2+(60 \cdot 6)/12+60 \cdot 6(41,4-40)^2+(17 \cdot 103)/12+17 \cdot 10(41,9-5)^2+6,9 \cdot 11,4(41,9-5,5)^2+6,9 \cdot 2,36(38,1-3,25)^2=77$$

$$5292,8 \text{ см}^4.$$

2. Граничне значення поперечного напруження σ_{sp} і σ_{sp}' призначаємо з урахуванням допустимих відхилень $\Delta\sigma_{s,p}$, за таких умов для стрижневої арматури.

За механічного способу натягування арматури приймають:

$$\Delta\sigma_{sp}=0,05\sigma_{s,p}=0,05 \cdot 680=34 \text{ МПа (за табл. 2.8 } R_s=\sigma_{s,p}=680).$$

Необхідно виконати умови: $\sigma_{s,p}+\Delta\sigma_{s,p} \leq R_{s,ser}$ і $\sigma_{sp}-\Delta\sigma_{sp} \geq 0,3R_{s,ser}$, тоді

$$680+34=714 < R_{s,ser}=785 \text{ МПа (за табл. 2.7);}$$

$$680-34=646 > 0,3 \cdot 785=235,5 \text{ МПа.}$$

3. Втрати попереднього напруження, що відбуваються до закінчення обтиску бетону (перші втрати): від релаксації напруження в арматурі (стрижневій) за формулою

$$\sigma_1=0,1\sigma_{sp}-20=0,1 \cdot 714-20=71,4-20=51,4 \text{ МПа;}$$

від температурного перепаду для бетонів класів В15 – В40 визначаємо за формулою $\sigma_2=1,25 \cdot \Delta t=1,25 \cdot 65=81,2 \text{ МПа;}$

від деформації анкерів при $\Delta l=2 \text{ мм}$ визначаємо за формулою:

$$\sigma_3=(\Delta l/l)E_s=2/(8500+2 \cdot 200)190000=2 \cdot 190000/8100=46,9 \text{ МПа;}$$

від тертя арматури $\sigma_4=0$, так як напружена арматура не обгинається і не має каналів і обгинальних пристосувань;

від деформації сталевих форм за відсутності даних про технологію виготовлення і конструкції форми приймають $\sigma_5=30 \text{ МПа;}$

втрати від швидконатікаючої повзучості бетону, підданого тепловій обробці, визначають за формулами

$$\sigma_6=40(\sigma_{bp}/R_{bp}) \text{ при } \sigma_{bp}/R_{bp} \leq \alpha;$$

$$\sigma_6=50\alpha/90\beta(\sigma_{bp}/R_{bp}-\alpha) \text{ при } \sigma_{bp}/R_{bp} > \alpha,$$

де α і β – коефіцієнти, які приймають такими, що дорівнюють для передавальної міцності бетону $R_0=30$ і вище, $\alpha=0,75$, $\beta=1,2$, σ_{bp} – стискальне напруження в бетоні в стадії попереднього обтиску визначається на рівні центрів ваги поздовжньої арматури S і S' з урахуванням втрат по п. 1 – 5.

Щоб визначити втрати від швидконатікаючої повзучості бетону, визначаємо напруження в бетоні σ_{bp} від дії зусилля обтиску P і згинального моменту від власної ваги балки.

Зусилля обтиску P і його ексцентриситет щодо центра ваги наведеного перерізу визначають за формулами (9.17) і (9.18), враховуючи, що $\sigma_s=\sigma_s'=0$ із врахуванням втрат за п. 1 – 5.

$$P=\sigma_{sp} \cdot$$

$$(A_{sp}-A_{sp}')=(714-51,4-81,2-46,9-0-30) \cdot 100 \cdot (11,4+2,36)=(714-209,5)1376=$$

$$= 694190 \text{ Н}$$

$$e_{op} = \frac{\sigma_{sp} (A_{sp} y_{sp} - A'_{sp} y'_{sp})}{P} = \frac{504,5[11,4(41,9 - 5,5) - 2,36 - (39,1 - 3,25)]100}{694190} =$$

$$= \frac{504,5(11,4 \cdot 36,4 - 2,36 \cdot 35,85)100}{694190} = 24 \text{ см}$$

Згинальний момент від власної ваги балки:

$$M_{c.B} = \frac{q_{c.B} \cdot l^2}{8} = \frac{0,081 \cdot 2400 \cdot 8,5^2}{8} = 1755,7 \text{ кЗ} \cdot \text{м} \cdot 9,81 = 17223,4 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Напруження в бетоні визначають за формулою (9.19) з врахуванням згинального моменту від власної ваги балки на рівні арматури $A_{s,p}$

$$\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}} + \frac{Pe_{op}}{I_{red}} y - \frac{M_{B.B} \cdot y}{I_{red}} =$$

$$= \frac{694190}{904,9} + \frac{694190 \cdot 24(41,9 - 5,5)}{775292,8} - \frac{17223,4(41,9 - 5,5)100}{775292,8} =$$

$$= 7,7 + 7,81 - 0,81 = 14,70 \text{ МПа}$$

на рівні центра ваги арматури $A_{s,p}'$,

$$\sigma'_{bp} = \frac{P}{A_{red}} - \frac{Pe_{op}}{I_{red}} y + \frac{M_{B.B} y}{I_{red}} = 7,7 - 7,81 + 0,81 = 0,7 \text{ МПа} > 0$$

Втрати від швидконатікаючої повзучості бетону σ_6 дорівнюють: на рівні арматури A_{sp} , оскільки:

$$\frac{\sigma_{bp}}{P_{bp}} = \frac{14,7}{0,7 \cdot 30} = 0,7 < \alpha = 0,75,$$

то

$$\sigma_6 = \frac{40\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 40 \cdot 0,7 = 28 \text{ МПа};$$

на рівні арматури $A_{s,p}'$ $\sigma_6 = 40(\sigma'_{bp}/R_{bp}) = 40 \cdot 0,7/21 = 1,33 \text{ МПа}$.

Сумарні перші втрати дорівнюють для арматури A_{sp} $\sigma_{sn1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6 = 51,4 + 81,2 + 46,9 + 0 + 30 + 28 = 237,5 \text{ МПа};$

для арматури:

$$A_{sp} \cdot \sigma_{sn1} = 51,4 + 81,2 + 46,9 + 0 + 30 + 1,33 = 210,83 \text{ МПа}.$$

4. Втрати попереднього напруження, які відбуваються після обтіску (інші втрати): від усадки бетону (за табл. 9.4): $\sigma_3 = 35 \text{ МПа}$; від повзучості бетону

$$\sigma_9 = 150 \alpha \left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \right) \text{ при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq 0,75, \quad \sigma_9 = 300 \alpha \left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - 0,5 \right) \text{ при}$$

Втрати від повзучості бетону розвиваються під дією стискального зусилля, яке за розрахунками перших втрат $P=A_{sp}(\sigma_{sp}-\sigma_{sn1})+A_{sp}'(\sigma_{sp}'-\sigma_{sn1}')=11,4(714-237,5)100+2,36(714-210,83)100=661958H$.

Ексцентриситет стискального зусилля:

$$e_{op} = \frac{A_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_{sn1})y_{sp} - A_{sp}'(\sigma_{sp}' - \sigma_{sn1}')y_{sp}}{P} = \frac{11,4(714 - 237,5)10 \cdot 36,4 - 2,36(714 - 210,83)100 \cdot 35,85}{661938} = 23,44 \text{ см.}$$

Напруження в бетоні дорівнюють: на рівні арматури A_{sp}

$$\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}} + \frac{Pe_{op}}{I_{red}} y_{sp} - \frac{M_{B.B} y_{sp}}{I_{red}} = \frac{661958}{904,9} + \frac{661958 \cdot 23,44 \cdot 36,4}{775292,8} - \frac{17223,4 \cdot 100 \cdot 36,4}{775292,8} = 7,32 + 7,28 - 0,81 = 13,79 \text{ МПа.}$$

на рівні арматури $A_{s,p}'$

$$\sigma_{bp}' = \frac{P}{A_{red}} - \frac{Pe_{op}}{I_{red}} y_{sp} + \frac{M_{B.B} \cdot y_{sp}}{I_{red}} = 7,32 - 7,28 + 0,81 = 0,85 \text{ МПа.}$$

Втрати попереднього напруження від повзучості бетону σ_9 дорівнюють: на рівні арматури A_{sp} , оскільки:

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{13,79}{21} = 0,66 < 0,75,$$

$$\text{тоді } \sigma_9 = 150 \alpha \left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \right) = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,66 = 84,15 \text{ МПа};$$

на рівні арматури A_{sp}' :

$$\sigma_9' = 150 \alpha \left(\frac{\sigma_{bp}'}{R_{bp}'} \right) = 150 \cdot 0,85 \left(\frac{0,85}{21} \right) = 5,16 \text{ МПа.}$$

Сумарні другі втрати дорівнюють: для арматури A_{sp} $\sigma_{sn2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 84,15 = 119,15 \text{ МПа}$; для арматури A_{sp}'

$$\sigma_{sn2}' = \sigma_8 + \sigma_9' = 35 + 5,16 = 40,16 \text{ МПа.}$$

5. Повні втрати поперечного напруження дорівнюють: в арматурі A_{sp}

$$\sigma_{sn} = \sigma_{sn1} + \sigma_{sn2} = 237,5 + 119,15 = 356,65 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа};$$

в арматурі A_{sp}'

$$\sigma_{sn}' = \sigma_{sn1}' + \sigma_{sn2}' = 210,38 + 40,16 = 250,99 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа.}$$

6. Попереднє напруження після проявлення всіх втрат дорівнюють: в арматурі

$$A_{sp} - \sigma_{sp} - \sigma_{sn} = 714 - 356,65 = 357,35 \text{ МПа};$$

$$\text{в арматурі } A_{sp}' - \sigma_{sp}' - \sigma_{sn}' = 714 - 250,99 = 463,01 \text{ МПа.}$$

7. Визначаємо несучу здатність елемента за моментом за нормальним перерізом у стадії експлуатації за формулою (9.6) $M = R_b S_{B0} + R_{sc} S_{so}' + \sigma_{s,c} S_{spo}$.

Передусім все визначаємо напруження арматури у стисненій зоні σ_{sc} за

формулою (9.28), приймаючи $\sigma_{sc}=400\text{МПа}$ [див. пояснення до формул (5.15) і (5.16)], а σ_{sp}' визначаємо з врахуванням формули (9.5) $\gamma_{sp}=1+\Delta\gamma_{sp}$; за формулою (9.6):

$$\Delta\gamma_{sp}=0,5\left(\frac{\Delta\sigma_{sp}}{\sigma_{sp}}\right)1+\frac{1}{\sqrt{n_p}}=0,5\left(\frac{34}{680}\right)\left(1+\frac{1}{\sqrt{6}}\right)=0,5\cdot\frac{30}{680}\cdot\left(1+\frac{1}{2,45}\right)=\frac{17\cdot1,41}{680}=0,035$$

Перевіряємо умови

$$\frac{R_{bt,ser}W_{pl}}{M}=\frac{R_{bt,ser}I_{red}}{yPe_{op}}=\frac{1,8\cdot775292,8\cdot100}{38,01\cdot661958\cdot23,44}=0,24<0,25,$$

тому приймаємо $\Delta\gamma_{sp}=0,05$.

Тоді $\gamma_{sp}=1+\Delta\gamma_{sp}=1,05$;

$$\sigma_{sc}=(\sigma_{s2}-\sigma_{sp})=400-463,01\cdot1,05=400-486,2=-86,2\text{МПа}$$

(відповідно, розтягувальні напруження в арматурі A_{sp}' залишаються непогашеними).

Враховуючи, що бетон пропалений, $\sigma_{s,c}=0,85(-86,2)=-73,27\text{МПа}$.

Умова, за якої нейтральна вісь перетинає ребро

$$R_sA_{sp}+R_sA_s>R_b b_f' h_f'+\sigma_{sc}A_{sp}'+R_{sc}A_s';$$

$$680\cdot11,40\cdot100+355\cdot1,57\cdot100=830935H>17,28\cdot10\cdot100-73,27\times\\ \times2,36\cdot100+355\cdot1,57\cdot100=514445H;$$

відповідно, переріз розрахований як тавровий.

Для того, щоб визначити випадок розрахунку, визначимо попередньо значення x з умови, що напруження в арматурі досягають розрахункового опору.

$$R_sA_{sp}+R_sA_s=R_b b x+R_b(b_f'-b)\cdot h_f'+\sigma_{sc}A_{sp}'+R_{sc}A_s';$$

$$x=\frac{[R_sA_{sp}+R_sA_s-R_b(b_f'-b)-\sigma_{sc}A_{sp}'-R_{sc}A_s']}{R_b b}$$

$$\frac{[680\cdot11,4\cdot100+355\cdot1,57\cdot100-17(28-6)10\cdot100+73,27\cdot2,36\cdot100-355\cdot1,57\cdot100]}{17\cdot6\cdot100}=41\text{ см}$$

Визначаємо граничне значення відносної висоти стисненої зони за формулою (19.15)

$$\xi_y=\frac{\omega}{1+\sigma_{s1}/\sigma_{s2}(1-\omega/1,1)}=\frac{0,714}{1+(1-0,714/1,1)}=\frac{0,714}{1,35}=0,529,$$

де за формулами (3.16) і (7.30): $\alpha=\beta R_b=0,85-0,008\cdot17=0,85-0,136=0,714$;

$$\sigma_{s1}=R_s+400-\sigma_{sp}-\Delta\sigma_{sp}=680+400-(680\cdot0,95)-34=400\text{МПа}; \sigma_{s2}=400\text{МПа}.$$

Визначимо випадок розрахунку

$x=41>\xi_y h_0=0,529(80-5)=39,7\text{см}$, відповідно, маємо другий випадок розрахунку.

У цьому випадку визначаємо висоту стисненої зони x із формули (9.37)
 $R_b A_{bc} + \sigma_{sc} A_{sp}' + R_{sc} A_s' - \sigma_s A_{sp} - R_s A_s = 0$ або для таврового перерізу
 $R_b b x + R_b (b_f' - b) \cdot h_f' + \sigma_{sc} A_{sp}' + R_{sc} A_s' - \sigma_s A_{sp} - R_s A_s = 0,$

звідки

$$x = \frac{[\sigma_s A_{sp} + R_s A_s - R_b (b_f' - b) h_f' - \sigma_{sc} A_{sp}' - R_{sc} A_s']}{R_b b},$$

де у формулі (9.37)

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{0,2 + \xi_y}{0,2 + \xi_y + 0,35 \sigma_{sp} / R_s \left(1 - \frac{\xi}{\xi_y}\right)} R_s = \\ &= \frac{0,2 + 0,529}{0,2 + 0,529 + 0,35 \cdot \frac{375,35 \cdot 1,05}{680} \left(1 - \frac{41 / (80 - 5)}{0,529}\right)} R_s = \\ &= \frac{0,729}{0,729 + 0,19 \left(1 - \frac{0,547}{0,529}\right)} R_s = \frac{0,729}{0,729 + 0,19(-0,03)} R_s = \\ &= \frac{0,729}{0,729 - 0,0057} R_s = \frac{0,729}{0,723} R_s = 1,004 R_s; \end{aligned}$$

приймаємо $\sigma_s = R_s$.

Тоді

$$x = \frac{[680 \cdot 11,4 + 355 \cdot 1,57 - 17(28 - 6)10 - 73,27 \cdot 2,36 - 355 \cdot 1,57]}{17,6} = 41 \text{ см.}$$

Несучу здатність балки за моментом визначаємо за формулою (9.32):

$$\begin{aligned} M &= R_b (b_f' - b) \cdot h_f' \cdot 0,5(x - h_f') + \sigma_{sc} A_{sp}' (0,5x - a_{sp}') + R_{sc} A_s' (0,5x - a_s') + \\ &+ \sigma_s A_{sp} (h_{02} - 0,5x) + R_s A_s \cdot (h_{01} - 0,5x) = 17(28 - 6)10 \cdot 100 \cdot 0,5(41 - 10) - \\ &- 73,27 \cdot 2,36 \cdot 100(0,5 \cdot 41 - 3,25) + 355 \cdot 1,57 \cdot 100(0,5 \cdot 41 - 3) + 680 \cdot 11,4 \cdot 100 \times \\ &(80 - 5,5 - 0,5 \cdot 41) + 355 \cdot 1,57 \cdot 100(80 - 3 - 0,5 \cdot 41) = 514840 \text{ Нм.} \end{aligned}$$

Питання для самоперевірки

1. Які залізобетонні конструкції називаються попередньо-напруженими?
2. Назвіть регіональну галузь застосування попередньо-напружених конструкцій.
3. Які існують способи попереднього напруження?
4. Яка величина попереднього напруження арматури?
5. Що таке втрати попереднього напруження?
6. Як визначають напруження у бетоні і арматурі попереднього напружених елементів під час обтіску?
7. Назвіть стадії напружено-деформованого стану при згині і розтягу попередньо напружених елементів.

ТЕМА 10. РОЗРАХУНОК ЗВИЧАЙНИХ І ПОПЕРЕДНЬО-НАПРУЖЕНИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗА ТРІЩИНОСТІЙКІСТЮ ТА ДЕФОРМАЦІЯМИ (ГРАНИЧНИЙ СТАН ДРУГОЇ ГРУПИ)

Лекція № 15, №16

Під час проектування залізобетонних елементів потрібно забезпечити не тільки їхню міцність і стійкість (граничний стан першої групи), але і достатню жорсткість, а здебільшого і тріщиностійкість (граничний стан другої групи).

Тріщини у залізобетонних елементах можуть бути спричинені навантаженням, зміною температури або усадкою.

Тріщини знижують жорсткість елемента, порушують його монолітність, погіршуючи експлуатаційні якості і довговічність.

Тріщиностійкістю звичайних і попередньо-напружених залізобетонних елементів у стадії Іа називають їхню опірність утворенню тріщин.

За утворенням або за розкриттям тріщин розраховують елементи, в яких за умовами експлуатації утворення тріщин не допускається або розкриття їх повинно бути обмежено.

Розрахунок за деформаціями необхідний для елементів, деформація яких за умовами експлуатації повинна бути обмежена.

Теорію розрахунку залізобетонних елементів за тріщиностійкістю і деформаціями, розроблену радянськими і українськими вченими (В.І. Мурашовим, А.А. Гвоздьовим, А.Б. Голишевим і ін.), використовують для розрахунку звичайного і попередньо-напруженого залізобетону.

10.1 Розрахунок за утворенням тріщин

Розрахунок елементів за утворенням тріщин виконують на зусилля, яке виникає від зовнішніх навантажень у сполученні із зусиллями від попереднього напруження елемента. При тому розрахунок виконують за утворенням тріщин як нормальних, так і похилих до повздовжньої осі елемента.

Для згинальних, розтягнутих і позacentрово-стиснених залізобетонних елементів зусилля, що сприймається нормальними до повздовжньої осі перерізами під час утворення тріщин, визначають, враховуючи такі припущення:

- перерізи після деформації залишаються плоскими;
- найбільше відносне видовження крайнього розтягнутого волокна бетону рівня $2R_{bt,ser}/E_{bt}$;
- напруження у бетоні стисненої зони (якщо вона є) визначається з урахуванням пружних деформацій, але для позacentрово-стиснутих елементів і згинальних попередньо-напружених елементів також з врахуванням напружених деформацій бетону;
- непружні деформації враховують зменшенням ядрової відстані g ;

- напруження у бетоні розтягнутої зони розподілені рівномірно і дорівнюють $R_{bt,ser}$;
- напруження у ненапруженій арматурі дорівнюють алгебраїчній сумі оточуючого бетону і напружень, спричинених усадкою і повзучістю бетону;
- напруження у напруженій арматурі дорівнюють алгебраїчній сумі її попереднього напруження (із врахуванням всіх втрат) і напруження, що відповідає приросту пружних деформацій оточуючого бетону.

Ці положення (припущення) не розповсюджуються на елементи, які розраховані на дію навантаження, що багаторазово повторюється.

У разі визначення зусиль, що сприймають перерізи елементів із попередньо напруженою арматурою без анкерів на довжині зони передавання напруження l_p (див. п. 23.4, роз.23) під час розрахунку за утворенням тріщин, повинно враховуватись пониження попереднього напруження у арматурі σ_{sp} і σ'_{sp} множенням на коефіцієнт умов роботи арматури γ_{s5} .

1. Розрахунок на утворення тріщин, нормальних до повздовжньої осі елемента. У елементах, які піддаються дії осьових зусиль, зовнішні сили спричиняють осьовий розтяг елемента, а попереднє напруження – осьовий стиск. У таких випадках працюють нижні пояси ферм, затяжки арок, стінки труб або резервуарів тощо.

Умова тріщиностійкості попередньо-напружених центрально-обтиснутих залізобетонних елементів при центральному розтягу силою N перевіряється із умови:

$$N \leq N_{crc} \quad (10.1)$$

де N – повздовжня сила від зовнішніх навантажень; N_{crc} – повздовжня внутрішня сила, яка сприймається перерізом, нормальним до повздовжньої осі елемента під час утворення тріщин.

Зусилля N_{crc} можна визначити із таких міркувань.

На стадії I етапу I6 (див.п 6, роз.7) попередній обтиск у бетоні погашається і напруження дорівнюють нулю, у напруженій арматурі напруженню, яке контролюється, мінус втрати ($\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \sigma_{sn}$), у ненапруженій арматурі – стискальним напруженням, які дорівнюють втратам від усадки і повзучості ($\sigma_s = \sigma_8 + \sigma_9$). У разі збільшення зовнішнього навантаження і переходу елемента до стадії Ia, яка передуює утворенню тріщин, напруження у бетоні зростають від нуля до межі міцності бетону на розтяг $R_{bt,ser}$, а деформації сягають граничного розтягу бетону. Якщо прийняти у середньому граничну розтяжність попередньо-обтисненого бетону такою, що дорівнює $E_{bt} = 0.15 \cdot 10^{-3}$, тоді, приймаючи, що видовження арматури і бетону рівні ($E_{bt} = E_s$), приріст напружень у всій арматурі наближено буде таким:

$$\Delta \sigma_s = E_s \cdot E_s = 2 \cdot 10^5 \cdot 0.15 \cdot 10^{-3} = 30 \text{ МПа.} \quad (10.2)$$

Підсумовуючи зусилля, яке діє у перерізі на стадії I і приріст зусиль, які виникають під час переходу до стадії I одержимо граничне внутрішнє зусилля

$$N_{crc} = R_{bt,ser} A + (30 - \sigma_s) A_s + (30 + \gamma_{sp} \cdot \sigma_{sp2}) A_{sp} \quad (10.3)$$

де $\gamma_{sp} = 0.9$ – коефіцієнт точності попереднього напруження арматури; $R_{bt,ser}$ –

опір бетону розтягу для граничних станів другої групи; A – площа перерізу всього елемента; A_s і A_{sp} – площі відповідно ненапруженої і напруженої арматур.

Згідно з формулою (10.3), наявність у перерізі ненапруженої арматури призводить до зниження тріщиностійкості елемента, оскільки звичайно $\sigma_s > 30 \text{ МПа}$.

$$N_{crc} = R_{bt,ser} (A + 2\nu A_s) + P, \quad (10.4)$$

де A_s – площа перерізу ненапруженої і напруженої повздовжньої арматури; P – зусилля попереднього обтиску, яке визначається згідно з вказівками п.5 підрозділу 3 роз.7; $\nu = E_s/E_b$.

Тріщиностійкість елемента, який працює на згин, позacentровий стиск і позacentровий розтяг розраховують на основі таких припущень (рис.10.1):

- 1) у розрахунку вводимо приведений переріз A_{red} ;
- 2) рівнодійну зусиль всієї повздовжньої арматури

$$P = \sigma_{sp} A_{sp} + \sigma'_s A'_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s.$$

враховують як зовнішню силу, яка обтискує приведений переріз. Для звичайного залізобетону у цій формулі $A_{sp} = A'_s = 0$;

- 3) приймаємо гіпотезу плоских перерізів ;

4) розрахункову епюру напружень у перерізі на стадії Іа, яка передують утворенню тріщин у бетоні, приймають у стисненій зоні трикутною, а у розтягненій прямокутною з напруженням, що дорівнює нормативному опору бетону на розтяг $R_{bt,ser}$ або розрахунковому опору бетону на розтяг $R_{bt,ser}$ для граничного стану другої групи.

Розрахунок згинальних, позacentрово-стиснених, а також позacentрово-розтягнених елементів за утворенням тріщин виконують за умови

$$M_r \leq M_{crc}, \quad (10.5)$$

де M_r – момент зовнішніх сил, розташованих з одного боку від перерізу, який розглядаємо, щодо осі, паралельної від нульової лінії і яка проходить через ядрову точку, найвіддаленішу від розтягнутої зони, тріщиноутворення якої переважають;

M_{crc} – момент, що сприймається перерізом, нормальним до повздовжньої осі елемента, у разі утворення тріщин і який визначають за формулою

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} \pm M_{rp}. \quad (10.6)$$

Тут M_{rp} – момент зусилля P щодо тієї самої осі, що і для визначення M_r ;

Знак моменту визначається напрямком повороту (“+” – коли напрямок повороту моменту M_{rp} і M_r протилежний; “–” – коли напрямки збігаються).

Зусилля P розглядають: для попередньо-напружених елементів – як зовнішню стискальну силу; для елементів, що виготовляють без попереднього напруження, – як зовнішню розтягувальну силу, що визначається за формулою (23.17), приймаючи напруження σ_s і σ'_s у напруженій арматурі числово такими, що дорівнюють значенню втрат від усадки бетону $\sigma_b \cdot R_b$.

Значення M_r визначають за формулами: для згинальних елементів (рис. 10.1, а)

$$M_r = M; \quad (10.7)$$

для позacentрово-стиснених елементів (рис.10.1, b)

$$M_r = N(e_0 - r); \quad (10.8)$$

для позacentрово-розтягнених елементів (рис.10.1, c)

$$M_r = N(e_0 + r). \quad (10.9)$$

Значення M_{rp} визначають за такими формулами:

Під час розрахунку за утворенням тріщин у зоні перерізу, розтягнутої від дії зовнішнього навантаження, але стисненого від дії зусилля попереднього обтиску

$$M_{rp} = P(e_{0p} + r) \quad (10.10)$$

Під час розрахунку за утворенням тріщин у зоні перерізу розтягнутої від дії

$$M_{rp} = P(e_{0p} - r). \quad (10.11)$$

2. Розрахунок за утворенням тріщин, нахилених до повздовжньої осі елемента. Тріщиностійкість на похилених перерізі перевіряють у най небезпечніших перерізах за довжиною прольоту залежно від виду епюри поперечних сил і епюри згинальних елементів, а також у разі зміни висоти або ширини перерізу за висотою перерізу. Таку перевірку виконують на рівні центра ваги приведенного перерізу і у місцях зміни ширини перерізу.

Розрахунок за утворенням тріщин, нахилених до повздовжньої осі елемента повинен виконуватись за умови:

$$\text{при } \sigma_{ms} \leq \gamma_{bu} R_{b,ser}: \sigma_{mt} \leq R_{bt,ser}; \quad (10.12)$$

$$\text{при } \sigma_{ms} > \gamma_{bu} R_{b,ser}: \sigma_{mt} \leq \frac{R_{bt,ser}}{1 - \gamma_{bu}} \left(1 - \frac{\sigma_{mc}}{R_{bt,ser}} \right), \quad (10.13)$$

де γ_{bu} – коефіцієнт умов роботи бетону, який визначають за формулою $\gamma_{bu}=0.8 - 2B$; але не більше 0,5; тут 2 для важкого бетону рівня 0,01, для дрібнозернистого, легкого і коміркового бетонів – 0,02; B – клас бетону за міцністю на стиск, МПа.

Значення головних розтягу вальних і головних стискальних напружень у бетоні σ_{mt} і σ_{ms} визначають за формулою

$$\sigma_{mt}, \sigma_{ms} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau_{xy}^2}, \quad (10.14)$$

де σ_x – нормальне напруження у бетоні на площині, перпендикулярній осі елемента, від зовнішнього навантаження і зусилля попереднього обтиску; σ_y – нормальне напруження у бетоні на площині, нормальній повздовжній осі елемента, від місцевої дії опорних реакцій, зосереджених сил і розподіляючого навантаження, а також зусилля обтиску внаслідок попереднього напруження хомутів і відігнутих стрижнів; τ_{xy} – дотичні напруження у бетоні від зовнішнього навантаження і зусилля обтиску внаслідок попереднього напруження відігнутих стрижнів.

Напруження σ_x , σ_y , τ_{xy} визначаються як для пружного тіла.

Напруження σ_x і σ_y підставляють у формулу (10.14) зі знаком “+”, якщо вони розтягувальні і зі знаком “–”, якщо стискальні, напруження σ_{ms} в умовах

(10.12) і (10.13) приймають за абсолютною величиною.

Умови (10.12) і (10.13) перевіряють у центрі ваги приведенного перерізу і у місцях примикання стиснених полицок до стінки елемента таврового і двотаврового перерізів.

Під час розрахунку елементів з попередньо-напруженою арматурою без анкерів повинно враховуватись зниження попереднього напруження σ_{sp} і σ'_{sp} на довжині зони переда напруження множенням на коефіцієнт σ_{s5} .

Нормальне напруження σ_x визначають як суму напружень від зовнішнього моменту і напруження бетону,

$$\sigma_x = (M/I_{red})y + \sigma_{bp}, \quad (10.15)$$

де σ_{bp} – встановлене попереднє напруження у бетоні перед навантаженням елемента; y – відстань від волокна, яке розглядаємо, до центра ваги приведенного перерізу.

Нормальне напруження у бетоні l напрямку, перпендикулярному до поздовжньої осі елемента, зумовлене попереднім напруженням хомутів або відгинів,

$$\sigma_y = \frac{\sigma_{s\omega} A_{sp} \omega}{S \omega \cdot b} + \frac{\sigma_{sp,inc} A_{sp,inc}}{S_{inc} \cdot b} \sin Q, \quad (10.16)$$

де $A_{s\omega}$ – площа перерізу всіх напружених хомутів, розташованих у одній нормальній до осі елемента площині на ділянці, що розглядається. $A_{sp,inc}$ – площа перерізу напруженої відігнутої арматури, яка закінчується на ділянці завдовжки $S = 0.5h$, розташованому симетрично щодо перерізу, який розглядається 0 – 0 (рис.8.3); $\sigma_{s\omega}$ і $\sigma_{sp,inc}$ – попереднє напруження за врахуванням всіх втрат відповідно у поперечній арматурі (хомутах) і у відігнутій арматурі; S_{ω} – крок хомутів; b – ширина перерізу на рівні, який розглядаємо; S_{inc} – крок відігнутих стрижнів.

Під час визначення σ_y у деяких випадках, згідно з вказівками норм, варто враховувати також напруження від місцевого стиску, що виникає поблизу місць прикладання опорних реакцій і зосередженого навантаження.

Дотичні напруження у бетоні

$$\tau_{xy} = QS_{red}/\tau_{red}b, \quad (10.17)$$

де Q – поперечна сила; S_{red} – приведений статичний момент частини перерізу, розташованої нижче або вище від рівня, який розглядаємо відносно осі, що проходить через центр ваги перерізу.

Поперечну силу Q визначають як різницю або суму поперечних сил від зовнішнього навантаження Q_b і сили напруження Q_p

$$Q = Q_b - Q_p = Q_b - P \sin Q, \quad (10.18)$$

де P – зусилля у напруженій арматурі, що закінчується на ділянці між опорою і перерізом, який розташований на відстані h/u від перерізу; Q – кут між відігне-

мою арматурою і повздожньою віссю елемента у перерізі.

Попереднє напруження значно зменшує безпеку утворення нахилених тріщин. Так, якщо у звичайному залізобетоні, підставляючи у формулу (10.14) $\sigma_x = \sigma_y = 0$, знаходимо, що головні розтягувальні напруження на нульовій осі $\sigma_{mt} = \tau_{xy}$, тоді за наявності попереднього обтиску бетону у повздожньому напрямку напруженням $\sigma_{bp} = \tau_{xy}$, підставляючи у формулу (10.14) $\sigma_x = \tau_{xy}$ і $\sigma_y = 0$, одержимо $\sigma_{mt} = -0.62 \tau_{xy}$, тобто головні розтягувальні напруження зменшуються на 38%. Якщо створити обтиск бетону у двох напрямках з напруженнями $\sigma_x = \sigma_y = \tau_{xy}$, тоді головні розтягувальні напруження перетворяться в нуль.

10.2 Розрахунок за розкриттям

Розрахунок за розкриттям тріщин виконують для центрально- і позацинтро-розтягнених, згинальних і позацинтро-стиснутих (у разі великих ексцентриситетів) залізобетонних елементів, які знаходяться в умовах агресивного середовища або під тиском рідини.

Такий розрахунок необхідний для залізобетонних силосів, димових труб і конструкцій будівель і споруд (не захищених від атмосферних впливів, що знаходяться в умовах підвищеної вологості повітря або тих, які піддаються дії повторного динамічного навантаження), утворення тріщин у яких допускається, але повинно бути обмежене їхнє розкриття. Розрахунок на розкриття тріщин виконують на дію нормативних навантажень на стадії II напружено-деформованого стану для нормальних і нахилених перерізів елемента. Максимальна ширина розкриття нормальних і нахилених тріщин обмежується залежно від виду арматури і умов роботи конструкції.

Під час експлуатації залізобетонних конструкцій, до яких висувають вимоги 2-ї і 3-ї категорій тріщиностійкості, не тільки допускається утворення тріщин, але і розкриття їх до певної нормативної ширини.

Вимоги до тріщиностійкості залізобетонних конструкцій залежно від умов їх роботи і виду арматури, а також значення гранично-допустимої ширини розкриття тріщин для елементів, що експлуатуються в умовах неагресивного середовища, наведені у табл. 10.1.

Якщо у конструкціях або їхніх частинах, до тріщиностійкості яких висувають вимоги 2-ї і 3-ї категорій тріщиностійкості, тріщини не утворюються, їх розрахунок на тимчасове недовготривале розкриття і на закриття тріщин (для 2-ї категорії) або на недовготривале і довготривале (для 3-ї категорії) не виконується.

Під недовготривалим розкриттям тріщин розуміють їхнє розкриття за дії постійних, довготривалих і короточасних навантажень, а під довготривалим – тільки постійних, довготривалих навантажень.

Зазначені вище категорії вимог до тріщиностійкості залізобетонних конструкцій стосуються тріщин, нормальних і нахилених до повздожньої осі елемента.

Для запобігання розкриття повздожніх тріщин потрібно вживати конс-

труктивних заходів (встановлення відповідної поперечної арматури), а для поперечно-напружених елементів значення стискальних напружень у бетоні на стадії попереднього обтиску повинні бути обмежені величиною $\sigma_{bp} = (0.45--0.95)R_{bp}$ (див. табл.23.2).

1. Розрахунок за розкриттям тріщин, нормальних до повздовжньої осі елемента. Ширину розкриття тріщин, мм, нормальних до повздовжньої осі елемента, на рівні центра ваги розтягнутої арматури визначають за емпіричною формулою

$$A_{cre} = \delta \varphi_i \eta (\sigma_s / E_s) 20 (3.5-100\mu) 3\sqrt{d}, \quad (10.19)$$

де δ – коефіцієнт для згинальних і позацентрово-стиснутих елементів, приймають таким, що дорівнює 1, для розтягнутих елементів – 1,2; φ_i – коефіцієнт, який приймають таким, що дорівнює враховуючи: короткочасні навантаження і недовготривалу дію постійних і довготривалих навантажень – 1, багатократно повторних навантажень, а також довготривалої дії постійних і довготривалих навантажень для конструкцій із бетонів: важкої природної вологості $\varphi_i = 1.6 - 1.5$ м; у водонасиченому стані – 1,2; дрібнозернистої групи : $A = 1.75$; $B = 2.0$; $B = 1.5$; легкої – не менше -1,5; коміркового – 2.5; η – коефіцієнт, який приймають таким, що дорівнює у разі стрижневої арматури періодичного профілю – 1; гладкої – 1,3; за дрітної арматури періодичного профілю і канатів – 1,2 ;гладкої – 1,4; σ_s – напруження у стержнях крайнього ряду арматури S або (за наявності попереднього напруження) приріст напружень від дії зовнішнього навантаження, яке визначають за формулами (8,21) і (8,22); μ – коефіцієнт армування перерізу, який приймається таким, що дорівнює площі перерізу арматури S до площі перерізу бетону (за робочої висоти h_0 і без врахування стиснених звівів полицок), але не більше 0,02; d – діаметр арматури, мм.

Для елементів, до тріщиностійкості яких висунуто вимоги 2-ї категорії, ширину розкриття тріщин визначають від сумарної дії постійного, довготривалого і короткочасного навантажень при коефіцієнті $\varphi_i = 1$.

Для елементів, до тріщиностійкості яких висунуто вимоги 3-ї категорії, ширину розкриття тріщин визначають від дії постійного і довготривалого навантаження за коефіцієнта $\varphi_i > 1$. Ширину недовготривалого розкриття тріщин визначають як суму ширини довготривалого розкриття і приросту ширини розкриття від дії короткочасного навантаження, яке визначають за коефіцієнта $\varphi_i = 1$.

Напруження у розтягнутій арматурі (або приріст напружень) σ_s потрібно визначатись за формулами:

Для центрально-розтягнутих елементів

$$\sigma_s = (N - P) / A_s; \quad (10.20)$$

для згинальних елементів

$$\sigma_s = [M - P(z - e_{sp})] / A_s z; \quad (10.21)$$

для позацентрово-стиснених, а також позацентрово-розтягнутих при $e_{0,tot} \geq 0.8h_0$

$$\sigma_s = [N(e_s \pm z) - p(z - e_{sp})] / A_s Z. \quad (10.22)$$

Таблиця 10.1 Гранично-допустима ширина розкриття тріщин

Умови роботи конструкції	Категорія вимог до тріщиностійкості з/б конструкцій і гранично-допустима ширина недовготривалого a_{crc1} і довготривалого a_{crc2} розкриття тріщин, мм, за стрижневої арматури класів		
	A-I, A-II, A-III, A-IIIb і дроту Вр-I	A-IV, A-V і дротяної В-II, Вр-II, К-7 за діаметра дроту 4 мм і більше	A-VI і дротяної В-II, Вр-II, К-7, К-19 за діаметра дроту менше 4 мм
Елементи, що сприймають тиск рідини або газів: а) у разі повністю розтягнутого перерізу	3 категорія $a_{crc1}=0,2$ $a_{crc2}=0,1$	I категорія	I категорія
б) у разі частково стисненого перерізу	3 категорія $a_{crc1} = 0,3$ $a_{crc2} = 0,2$	3 категорія $a_{crc1} = 0,3$ $a_{crc2} = 0,2$	II категорія $a_{crc1} = 0,1$
Елементи складів сипких тіл, безпосередньо сприймаючих їхній тиск	3 категорія $a_{crc1} = 0,3$ $a_{crc2} = 0,2$	3 категорія $a_{crc1} = 0,3$ $a_{crc2} = 0,2$	II категорія $a_{crc1} = 0,1$
Інші елементи	3 категорія $a_{crc1} = 0,4$ $a_{crc2} = 0,3$	3 категорія $a_{crc1} = 0,4$ $a_{crc2} = 0,3$	II категорія $a_{crc1} = 0,15$

Для позacentрово-розтягнутих елементів при $e_{0,tot} < 0.8h_0$ значення σ_s визначають за формулою (10.22), приймаючи z таким, що дорівнює z_s – відстань між центрами ваги арматури S і S' .

Для елементів, що виготовляються без попереднього напруження арматури, значення зусилля попереднього обтиску P приймається таким, що дорівнює нулю.

У арматурі (10.22) знак “+” – приймають при позacentровому розтягу, а знак “-” – при позacentровому стиску. У разі розташування розтягувальної повздовжньої сили N між центрами ваги арматури S і S' значення e_s приймається зі знаком “-”.

У формулах (10.21) і (10.22): Z – відстань від центра ваги площі перерізу арматури до точки прикладання рівнодійної зусиль у стисненій зоні перерізу над тріщиною, яке визначається за формулою (10.54).

У разі розташування розтягнутої арматури у декілька рядів за висотою перерізу у згинальних, позacentрово-стиснутих, а також позacentрово-розтягнутих при $e_{0,tot} \geq 0.8h_0$ елементах напруження σ_s , підраховані за формула-

ми (10.21) і (10.22), потрібно множити на коефіцієнт δ .

$$\delta = (h - x - a_2)/(h - x - a_1), \quad (10.23)$$

де $x = \xi h_0$; ξ – визначається за формулою (8.55); a_1 і a_2 – відстань від центра ваги площі перерізу арматури S відповідно всієї і крайнього ряду стрижнів до найбільше розтягнутого волокна бетону.

Значення напружень $\sigma_s + \sigma_{sp}$, а при багаторядній арматурі $\delta\sigma_s + \sigma_{sp}$ не повинно перевищувати $R_{s,ser}$.

2. Розрахунок за розкриттям тріщин, нахилених до повздовжньої осі елемента. Ширину розкриття тріщин, нахилених до повздовжньої осі елемента у згинальних елементах, армованих поперечною арматурою, визначають за емпіричною формулою

$$A_{rc} = \varphi_i \frac{1.3\sigma_s \omega d_\omega \eta}{E_s \frac{d_\omega}{h_0} + 0.3E_b(1 + 2\nu\mu_\omega)}. \quad (10.24)$$

де φ_i – коефіцієнт, який приймають таким, що дорівнює враховуючи короткочасні навантаження і недовготривалу дію постійних і довготривалих навантажень – 1; багаторазово повторні навантаження, а також довготривалу дію постійних і довготривалих навантажень для конструкцій із бетону: важкого природної вологості – 1,5; у водонасиченому стані – 1,2; дрібнозернистої групи: А = 1,75; Б = 2; В = 1,5; легкого – не менше 1,5; коміркового – 2,5; η – також, що і у формулі (8,19); ν і μ_ω – позначення ті самі, що і у формулі (3,76); d_ω – діаметр хомутів; σ_{sw} – напруження у хомутах, яке визначається за формулою

$$\sigma_{sw} = [(Q - Q_{\delta 1})/A_{sw}h_0]/S, \text{ але не більше } R_{s,ser}. \quad (10.25)$$

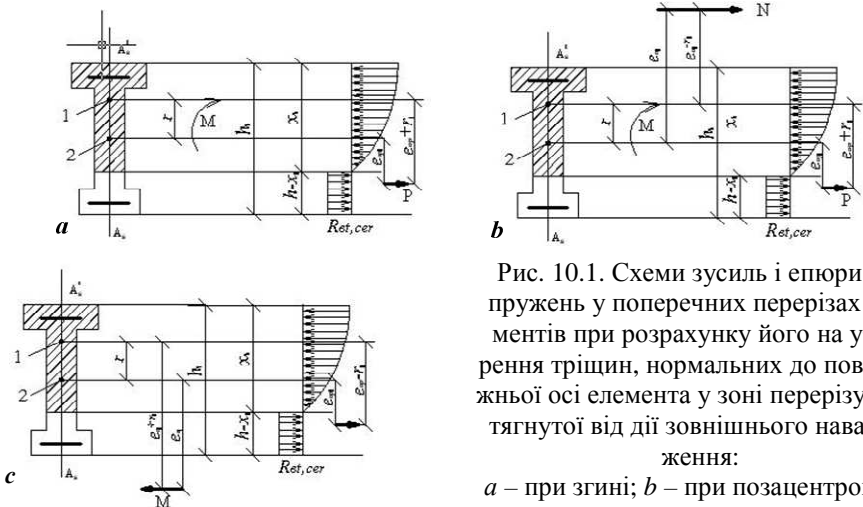


Рис. 10.1. Схеми зусиль і епюри напружень у поперечних перерізах елементів при розрахунку його на утворення тріщин, нормальних до повздовжньої осі елемента у зоні перерізу, розтягнутої від дії зовнішнього навантаження:

a – при згині; *b* – при позацинтровому стиску; *c* – при позацинтровому розтягу; 1 – ядрова точка; 2 – центр ваги введеного перерізу.

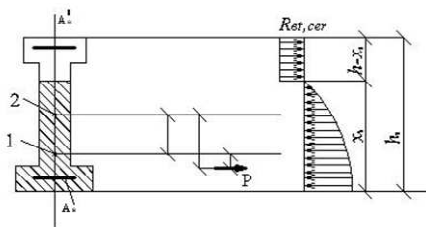


Рис. 10.2. Схема зусиль і еюра напружень у поперечному перерізі елемента при розрахунку його на утворення тріщин, нормальних до повздовжньої осі елемента, у зоні перерізу, розтягнутої від дії зусиль попереднього обтиску: 1 - ядрова точка; 2 — центр ваги приведенного перерізу.

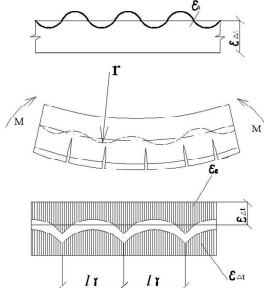


Рис. 10.4. Залізобетонний елемент, підданий чистому згину, після появи тріщин у розтягнутій зоні.

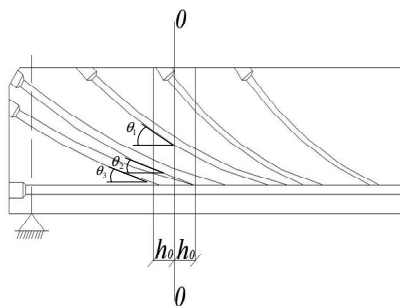


Рис. 10.3. Схема розташування арматури, яка враховується при розрахунку перерізу 0-0 на головні розтягуючі напруження.

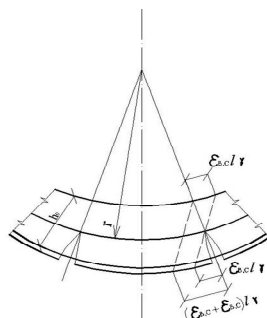


Рис. 10.5. До розрахунку деформацій елементів, які працюють з тріщинами у розтягнутій зоні

Тут Q – поперечна сила, яка сприймається елементами без поперечної арматури і визначається із заміни R_{bt} на $R_{bt,ser}$; $R_{bt,ser}$ не повинно перевищувати значення, відповідного бетону класу В30; Q_{bl} поперечна сила від зовнішнього навантаження, яка розташована по один бік нахиленого перерізу, що розглядається.

Розраховують для найнебезпечнішого нахиленого перерізу.

Для елементів із легких бетонів класів В7,5 і нижче значення A_{crc} обчислене за формулою (10.24) множать на коефіцієнт 1,3.

10.3 Розрахунок попередньо-напружених елементів на закриття тріщин

На закриття тріщин розраховують тільки попередньо напружені елементи, до яких висувають вимоги 2-ї категорії тріщиностійкості. У таких елементах за повного нормативного навантаження допускається обмежене за шири-

ною короткочасне розкриття нормальних і нахилених тріщин. Однак, у разі дії навантажень, які доволі часто трапляються, такі тріщини повинні бути надійно закритими (затисненими).

Залізобетонні елементи потрібно розраховувати на закриття (затиснення) нормальних і нахилених тріщин.

1. Розрахунок на закриття тріщин, нормальних до повздовжньої осі елемента.

У згинальних, позacentрово-стиснених і позacentрово-розтягнених елементах нормальні тріщини вважаються надійно закритими, якщо за дії навантаження, що часто трапляється, переріз залишається затисненим. При тому:

а) у напруженій арматурі S від дії постійних, довготривалих і короткочасних навантажень не повинні виникати необернені деформації, що забезпечуються дотриманням умови

$$\sigma_{sp} + \sigma_s \leq 0,8 R_{s,ser}, \quad (10.26)$$

де σ_s – приріст напруження у напруженій арматурі S від дії зовнішніх навантажень, яке визначається за формулами (10.20) – (10.22).

б) переріз елемента з тріщиною у розтягненій зоні від дії постійних, довготривалих і короткочасних навантажень повинно залишатися затисненим у разі дії постійних і довготривалих навантажень з нормальними напруженнями стиску σ_b на розтягненій зовнішній навантаженням грані елемента не менше 0,5 МПа, при тому величину σ_b визначають як для пружного тіла від дії зовнішніх навантажень і зусилля попереднього обтиску.

2. Розрахунок на розкриття тріщин, нахилених до повздовжньої осі елемента. Для забезпечення надійного закриття нахилених тріщин обидва головні напруження, що визначаються за формулою (10.14) на рівні центра ваги приведенного перерізу, повинні бути стискальними і не менше 0,5 МПа, тобто повинна бути збережена умова

$$\sigma_{mt} = (\sigma_x + \sigma_y) / 2 \pm \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 / 2 + \tau_{xy}^2} \geq 0,5 \text{ МПа}. \quad (10.27)$$

Цю вимогу можна виконати за допомогою попереднього напруження поперечної арматури (хомутів або відігнутих стрижнів).

10.4 Розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за деформаціями

1. Загальні відомості. Жорсткість елемента необхідно знати для визначення деформацій (прогинів і кутів повороту), а також під час визначення частоти власних коливань, температурних зусиль та зусиль, що виникають під час осадки опор і тощо.

Розрахунок за деформаціями має дуже велике значення у зв'язку з широким використанням у будівництві збірного залізобетону із високоміцних матеріалів. Використання міцніших бетонів, а також тенденція до зменшення маси збірних конструкцій зумовлює зменшення розмірів і, як наслідок, зниження жорсткості. Використання високоміцних сталей з підвищеними напруженнями

під час експлуатаційного навантаження також приводить до зниження жорсткості, і як наслідок, до збільшення прогинів.

Відомо, що визначення деформацій елементів, які розглядають під час розрахунку як суцільні пружні тіла (наприклад, сталевих), зазвичай не становить труднощів, оскільки їхня жорсткість постійна і не змінює свого значення від розмірів навантаження і часу їх дії.

Залізобетонні згинальні елементи під час експлуатаційного навантаження, як зазвичай, працюють з тріщинами у бетоні розтягнутої зони, і на їх деформації і напруження впливає багато факторів (статична схема і геометричні розміри елементів, розмір і характер навантаження, пружні і пластичні властивості бетону і арматури, утворення і розкриття тріщин у розтягнутій зоні бетону тощо). Багато із цих факторів є у взаємозв'язку і впливають один на одного. Отже, розрахунок деформацій за наявності тріщин є дуже складним завданням.

У 1940 р. радянський вчений професор В.І. Мурашов вперше запропонував теорію розрахунку жорсткості і розкриття тріщин у згинальних залізобетонних елементах, які працюють з тріщинами у бетоні розтягнутої зони. Він принципово правильно врахував вплив тріщин на жорсткість залізобетонних елементів і зв'язав розрахунок жорсткості і розкриття тріщин у єдину теорію.

У подальшому Я.І. Немировський, А.Б. Голишов, А.Я. Барашиков, А.М. Бамбура, Й.Й. Лучко та багато інших виконали обширні експерименти, які дали змогу перевірити та уточнити теорію.

За пропозицією А.А. Гвоздьова деякі положення теорії жорсткості було переглянуто і уточнено у відповідно до результатів експериментів, виконаних в багатьох науково-дослідних інститутах та навчальних закладах.

Розрахунок за деформацією зводиться до визначення прогинів, кутів повороту і амплітуди коливання за формулами будівельної механіки від не вигідних сполучень навантаження, які не повинні перевищувати граничних значень деформацій, що встановлені нормами.

Прогини елементів залізобетонних конструкцій не повинні перевищувати гранично допустимих значень, встановлених із врахуванням таких вимог:

а) технологічних (умови нормальної роботи кранів, технологічних установок, машин, обладнання тощо).

б) конструктивних (вплив сусідніх елементів, які обмежують деформації певних нахилів тощо).

в) естетичних (уява та думка людей про придатність конструкції).

Значення гранично-допустимих прогинів наведені у табл.10.2.

Розрахунок за деформаціями потрібно виконувати, у разі обмеження технологічними або конструктивними вимогами – на дію постійних, довготривалих і короткочасних навантажень; у разі обмеження естетичними вимогами – на дію постійних і довготривалих навантажень коефіцієнт надійності за навантаженням приймають таким, що дорівнює одиниці.

У разі дії постійних, довготривалих і короткочасних навантажень прогин у всіх випадках не повинен перевищувати $1/150$ прольоту балок або плит і $1/17$ вильоту консолі.

Таблиця 10.2 Гранично-допустимі прогини

Елемент конструкції	Гранично-допустимий прогин
1. Підкранові балки при кранах: а) ручних б) електричних	1/500 1/600
2. Перекриття із плоскою стелею і покриттям (за винятком вказаним) при прольотах, М: а) $l < b$ б) $b \leq l \leq 7,5$ в) $l > 7,5$	1/200 3см 1/250
3. Перекриття з ребристою стелею, елементи сходів при прольотах, м: а) $l < 5$ б) $5 \leq l \leq 10$ в) $l > 10$	1/200 2.5см 1/400
4. Перекриття сільськогосподарських будівель виробничого призначення при прольотах, м: а) $l < b$ б) $b \leq l \leq 10$ в) $l > 10$	1/150 4см 1/250
5. Навісні стінові панелі (при розрахунку із площини) при прольотах, м: а) $l < b$ б) $b \leq l \leq 7.5$ в) $l > 7.5$	1/200 3см 1/250

l – проліт балок або плит; для консолей приймають значення, що дорівнює подвоєному вильоту консолі.

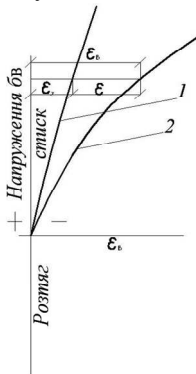


Рис. 10.6. Залежність між напруженнями і деформаціями у бетоні: 1 – пружні деформації; 2 – повні деформації



Рис. 10.7. Діаграма для арматури, яка знаходиться у розтягнутій зоні бетону і для вільного металу

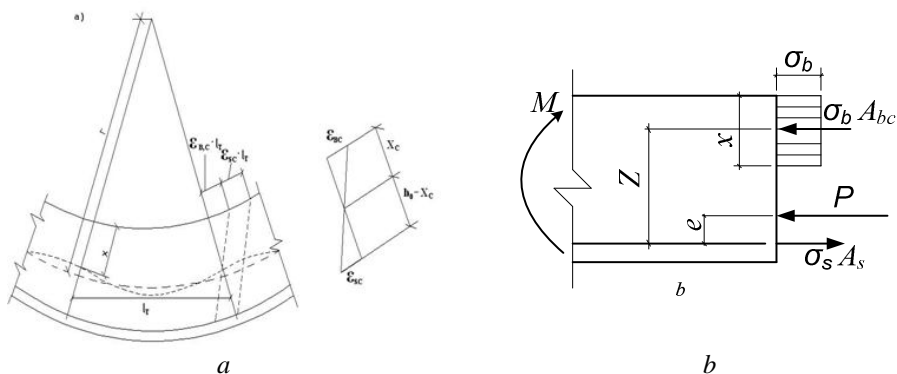


Рис. 10.8. До розрахунку кривизни елемента:
a – деформація згинаючого елемента; *b* – схема діючих зусиль
 в розрахунковому перерізі

Гранично-допустимі прогини можна збільшити на висоту будівельного підйому, якщо це обмежено технологічними вимогами.

Для не зв'язаних із сусідніми елементами плит перекриття, сходових маршів, площадок тощо, потрібно застосовувати додаткову перевірку на гнучкість: додатковий прогин від короточасної дії зосередженого навантаження 1000Н у разі найневигоднішої його схеми прикладання повинен бути не більше 0,7мм.

Деформації істотно залежать від того, чи є тріщини у розтягнутій зоні чи ні. Тому, для кожного із цих випадків розроблені різні способи визначення жорсткості. З появою тріщин жорсткість різко падає і деформації залізобетонних елементів зростають.

Кривизну і деформації залізобетонних елементів відраховують від їх часткового стану за наявності попереднього напруження – від стану до обтиску.

Початкову кривизну само напружених елементів визначають із врахуванням кількості і врахування повздовжньої арматури щодо бетонного перерізу і розміру обтиску бетону.

Кривизну визначають:

а) для ділянки елемента, де у розтягнутій зоні не утворюються тріщини, нормальні до повздовжньої осі елемента – як для суцільного тіла;

б) для ділянки елемента, де у розтягнутій зоні є тріщини, нормальні до повздовжньої осі, – як відношення різниці середніх деформацій крайнього волокна стисненої зони бетону і повздовжньої розтягнутої арматури до робочої висоти перерізу елемента.

Елементи або ділянки елементів розглядають без тріщин у розтягнутій зоні, якщо тріщини не утворюються у разі дії постійних, довготривалих і короточасних навантажень, то навантаження вводять у розрахунок з коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma_f = 1$.

2. Визначення кривизни залізобетонних елементів на ділянках без тріщин у розтягненій зоні. Під час експлуатації попередньо напружених згинальних елементів 1-ї категорії за тріщиностійкістю і в дуже окремих випадках звичайних залізобетонних згинальних елементах зі слабким армуванням не допускається утворення тріщин у розтягненій зоні бетону.

За відсутності тріщин деформації залізобетонних елементів визначають як для суцільного пружного тіла з врахуванням роботи всієї повздовжньої арматури і бетону стисненої і розтягнутої зон. У розрахунок вводять приведений переріз з моментом інерції I_{red} .

На ділянках, де не утворюються нормальні до повздовжньої осі тріщини, повну кривизну згинальних, позациентрово-стиснених і позациентрово-розтягнутих елементів потрібно визначати за формулою

$$(1/r) = (1/r)_1 + (1/r)_2 - (1/r)_3 - (1/r)_4, \quad (10.28)$$

де $(1/r)_1$ і $(1/r)_2$ – кривизни відповідно до короткочасних навантажень і від постійних і довготривалих тимчасових навантажень (без врахування зусилля p), які визначають за формулами

$$(1/r)_1 = M / \varphi_b I E_b f_{red}; \quad (1/r)_2 = M \varphi_{b1} / \varphi_{b1} E_b I_{red}. \quad (10.29)$$

Тут M – момент від відповідного зовнішнього навантаження (короткочасного, довготривалого) щодо осі, нормальної до площини дії згинального моменту і яка проходить через центр ваги приведенного перерізу; φ_b – коефіцієнт, який враховує вплив короткочасної повзучості бетону і є прийнятний для бетонів: важкого, дрібнозернового, легкого при щільному дрібному заповнювачі, а також пористого (для двошарових попередньо-напружених конструкцій із пористого і важкого бетону) – 0.85; легкого при пористому дрібному заповнювачі, пористого – 0.7; φ_{b2} – коефіцієнт, який враховує вплив довготривалої повзучості бетону на деформації елемента без тріщин, приймають за табл. 10.3; $(1/r)_2$ – кривизна, обумовлена вигином елемента від короткочасної дії зусилля попереднього обтиску p , що визначається за формулою

$$(1/r)_3 = p l_{op} / I_{b1} E_b I_{red} \quad (10.30)$$

$(1/r)_4$ – кривизна, зумовлена вигином елемента внаслідок усадки і повзучості бетону від зусилля попереднього обтиску, що визначається за формулою

$$(1/r)_4 = (E_b - E'_b) / h_0 \zeta \quad (10.31)$$

Тут E_b і E'_b – відносні деформації бетону, спричинені його усадкою і повзучістю від зусилля попереднього обтиску, що визначаються відповідно на рівні центра ваги розтягнутої повздовжньої арматури і крайнього стисненого волокна за формулами

$$E_b = \sigma_b / E_s \quad \text{і} \quad E'_b = \sigma'_b / E_s \quad (10.32)$$

Значення σ_b приймають числово таким, що дорівнює сумі втрат попереднього напруження арматури від усадки і повзучості бетону для арматури розтягнутої зони, а σ'_b – також, для напруження арматури, якщо вона є на рівні крайнього стисненого волокна бетону.

Таблиця 10.3 Значення коефіцієнта φ_{62}

Навантаження	Коефіцієнт φ_{62} , який враховує вплив довготривалої повзучості бетону на деформації елемента без тріщин, для конструкцій із бетону				
	Важкого, легкого, пористого (для двохшарових попередньо напружених конструкцій із пористого і важкого бетону)	Дрібнозерниста група			Група пористих
		А	Б	В	
Недовготривала дія навантаження . Довготривала дія навантаження при вологості повітря навколишнього середовища, % а) вище 40 б) 40 і нижче	1 2 3	1 2.6 3.9	1 3 4.5	1 2 3	1 3 4.5

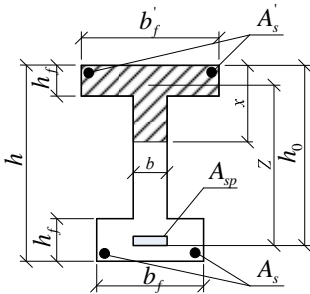


Рис. 10.9. До визначення площі стиснутої зони бетону

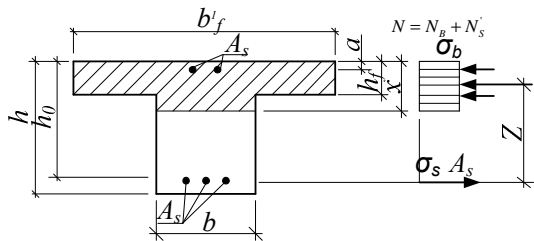


Рис. 10.10. До визначення зусиль в бетоні стиснутої зони для перерізу з тріщиною

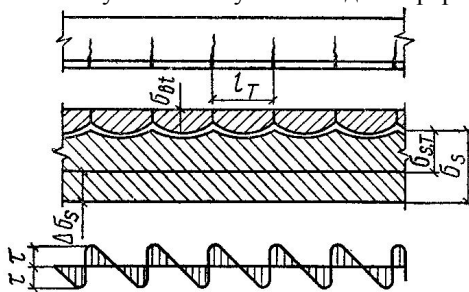


Рис. 10.11. Епюри напружень в розтягнутій зоні згинаючого елемента після появи тріщини

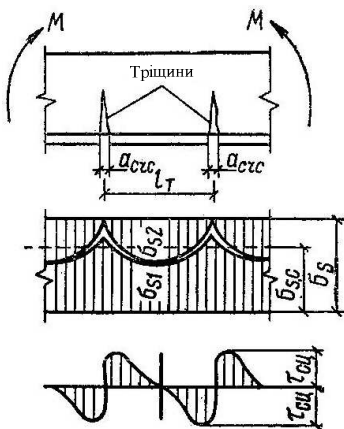


Рис. 10.12. До визначення коефіцієнта ψ_s

Для елементів без попереднього напруження значення кривизни $(1/r)_3$ і $(1/r)_4$ допускається приймати таким, що дорівнює нулю.

На ділянках, де утворюються нормальні тріщини у розтягненій зоні, під час дії навантаження, яке розглядаємо, забезпечено їх закриття, значення кривизни $(1/r)_1$, $(1/r)_2$ і $(1/r)_3$, які входять у формулу (10.28), збільшується на 20%.

3. Визначення кривизни залізобетонних елементів на ділянках з тріщинами у розтягненій зоні. Під час експлуатації у звичайних залізобетонних і попередньо напружених елементах 2-ї і 3-ї категорій тріщиностійкості, які працюють на згин, позацентровий стиск і розтяг, утворюються тріщини у розтягненій зоні. Розрахунок деформацій у цих випадках значно ускладнюються; у теорії Мурашова враховані реальні фізичні властивості залізобетону, зокрема, участь у роботі бетону розтягнутої зони на ділянках між тріщинами, наявність напружених деформацій бетону стисненої зони тощо.

Цей метод розрахунку останніми роками значно удосконалився і поширився на попередньо-напружені позацентрово-стиснені і розтягнені елементи у разі короткочасної і, особливо, довготривалої дії навантаження.

Розглянемо залізобетонний елемент, підданий чистому згину. Після появи тріщин розтягу ця зона елемента буде розділена на окремі блоки, з'єднані зі стисненою зоною і з арматурою (рис.10.4).

Досліди свідчать, що відстань між тріщинами l_i при чистому згині приблизно однакова. Поява тріщин у бетони розтягнутої зони спричиняє різну зміну в напружено-деформативний стан залізобетонного елемента.

Під час появи тріщин частинки бетону, які раніше були на контакті, розширюються на ширину тріщин перерізу, викривляються і деформації бетону за висотою перерізу змінюються нелінійно.

Напруження у бетони розтягнутої зони біля тріщин дорівнюватимуть ну-

лю, а у разі віддалення від них, внаслідок зчеплення арматури з бетоном збільшуватимуться. У арматурі, навпаки, напруження у перерізі з тріщиною будуть мати максимальне значення, а по мірі віддалення від неї будуть зменшуватися. Як свідчать вимірювання деформації скорочення бетону стисненої зони також нерівномірні: найбільші над тріщинами і істотно менші над серединою блоків розтягнутої зони. Нейтральна вісь за довжиною ділянки між тріщинами змінює своє положення. Отже, напружений і деформований стан балки, в якій бетон розтягнутої зони пронизаний тріщинами, дуже складний. Однак досліді свідчать, що при чистому згині загальний деформований стан елемента, що має тріщини у розтягнутій зоні, визначається середніми відносними деформаціями крайнього волокна стисненої зони бетону і розтягнутої арматури. При тому кривизна елемента і середні крайові деформації пов'язані залежністю (10.5).

$$l_t / r = (\varepsilon_{st} + \varepsilon_{bc}) l_t / h_0$$

або

$$1/r = (\varepsilon_s + \varepsilon_{bc}) / h_0, \quad (10.33)$$

де $1/r$ – кривизна осі елемента; h_0 – корисна висота перерізу; ε_s і ε_{bc} – середнє значення відносного видовження арматури і відносного скорочення крайнього стисненого волокна бетону.

Для бетону залежність напруження – деформація виражається кривою, яка показана на рис.8.8; особливість кривої залежить від швидкості навантаження, часу витримки під навантаженням, класу бетону і його складу, розмірів і форми зразків тощо.

Повна деформація E_b складається із пружних деформацій ε_{pl} і пластичних ε_{pr} :

$$\varepsilon_b = \varepsilon_{pl} + \varepsilon_{pr}. \quad (10.34)$$

Відношення пружного скорочення бетону до повного позначають $\omega' = \varepsilon_{pl} / \varepsilon_{pr}$. Значення ω' , як свідчать досліді, може змінюватися від максимального ($\omega' = 1$) до мінімального ($\omega' = 0,2$) у разі довготривалої дії навантаження, за даними дослідів значення коефіцієнта ω' при згині близькі до значень ω' при стиску.

Напруження у бетоні можна виразити через повні деформації і модуль пружно пластичного бетону

$$\sigma_b = E'_b \cdot \varepsilon_b. \quad (10.35)$$

Або через пружні деформації і модуль пружності

$$\sigma_b = E'_b \cdot \varepsilon_{pr} \quad (10.36)$$

Звідси модулі пружно пластичного бетону при стиску

$$E'_b = \omega' E_b \quad (10.37)$$

І, аналогічно, при розтягу

$$E_{bt} = \omega'_{bt} \cdot E_b \quad (10.38)$$

Середня відносна деформація крайнього стисненого волокна бетону

$$E_{b,c} = \psi_b + E_b = \psi_b \cdot \sigma_b / E_b \omega' \quad (10.39)$$

де ε_b – відносна деформація крайнього стисненого волокна бетону у перерізі з тріщинами; ψ_b – коефіцієнт нерівномірності деформацій крайнього стисненого волокна бетону, дорівнює відношенню середніх деформацій крайнього стисне-

ного волокна до деформацій у перерізі з тріщиною. За даними дослідів $\psi_b = 0.7...1$; σ_b – напруження у крайньому стисненому волокні бетону у перерізі з тріщиною.

Розглянемо тепер особливість зміни деформацій арматури в бетоні залежно від напружень.

На ділянках між тріщинами, як свідчать досліди, зчеплення між арматурою і бетоном не порушується, і розтягнений бетон, що оточує арматуру, істотно знижує видовження арматури. За невеликих і середніх відсотків армування цей вплив зберігається аж до настання текучості арматури.

Введемо коефіцієнт ψ_s , який враховує роботу між тріщинами, запропонований вперше В.І.Мурашовим:

$$\psi_s = (\varepsilon_{s,c} / \varepsilon_s) = (\sigma_{s,c} / \sigma_s) < 1 \quad (10.40)$$

де $\varepsilon_{s,c}$ і $\sigma_{s,c}$ – середнє відносне видовження арматури і середнє напруження на ділянках між тріщинами; ε_s і σ_s – відносне видовження арматури і її напруження у перерізі з тріщиною.

Коефіцієнт ψ_s змінюється від дуже малих значень (0.2 – 0.3) при тріщинах до одиниці за високих напружень у арматурі, коли зчеплення порушується і розтягнений бетон значною мірою відлучається із роботи.

На рис. 8.7 показана діаграма відносних видовжень арматури, яка є у розтягненій зоні бетону, і діаграма видовжень вільного металу. Як очевидно з цього графіка, особливість зміни деформацій залежно від напруження істотно відрізняється від деформацій вільного металу.

Розтягнена арматура у бетоні має ніби підвищений умовний модуль пружності, середнє його значення

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon = E_s (E_{s,c} / \psi_s) = E_{s,c} \cdot \varepsilon_{s,c} \quad (10.41)$$

де $E_{s,c} = E_s / \psi_s$ – середній умовний модуль пружності арматури, оточений бетоном розтягнутої зони, у якій є тріщини; E_s – модуль пружності арматури (вільного металу).

Знаючи кривизну елемента $1/r$, можна за формулами будівельної механіки обчислити деформації. Тому проаналізуємо формулу (8.33). Розглянемо загальний випадок, коли на елемент діє згинальний момент M разом з повздовжньою стискальною силою N_{tot} , в яку входить також і зусилля попереднього обтиску p з врахуванням всіх втрат

$$N_{tot} = N \pm p. \quad (10.42)$$

Позначимо через M_3 (замінний момент) момент всіх зовнішніх сил (а також зусилля p), прикладених з одного боку перерізу щодо осі, нормальної до площини згину і проходить через центр ваги арматури розтягнутої зони (рис. 10.8):

$$M_3 = M \pm N_{tot} \cdot e_{0\ tot}. \quad (10.43)$$

Для звичайного елемента із звичайного залізобетону (при відсутності повздовжньої сили) замінювальний момент дорівнює згинальному, тобто $M_3 = M$.

Уводячи до розрахунку замінювальний момент замість згинального, ми переносимо рівнодійну повздовжніх зусиль N_{tot} у центр ваги арматури розтягнутої зони. Тому зусилля в стисненому бетоні і розтягненій арматурі відповід-

но будуть дорівнювати: M/z і $M_3/z - N_{tot}$, де z – відстань від центра ваги розтягнутої арматури до точки прикладання рівнодійної зусиль у стисненій зоні перерізу над тріщиною.

Напруження у стисненому бетоні і розтягненій арматурі одержимо, розділивши відповідні зусилля на площу перерізу стисненого бетону $A_{b,c}$ і розтягнутої арматури A_s :

$$\sigma_b = M_3 / z A_{b,c}; \quad (10.44)$$

$$\sigma_b = (M_3 / z - N_{tot}) I / A_s. \quad (10.45)$$

Середнє відносне скорочення стисненої грані на основі формул (10.35), (10.37), (10.39) і (10.44)

$$\begin{aligned} \varepsilon_{b,c} = \psi_b \varepsilon_b = \psi_b (\sigma_b / E'_b) &= \psi_b (M_3 / z A_{b,c} \omega' E_b) = \\ &= M_3 \psi_b / z A_{b,c} \omega' E_b. \end{aligned} \quad (10.46)$$

Отже, непружні деформації бетону враховуються коефіцієнтом пружності ω' , а нерівномірність розподілу деформацій вздовж елемента – коефіцієнтом ψ_b .

Середнє відносне видовження розтягнутої арматури на основі формул (10.40), (10.41) і (10.45)

$$\begin{aligned} \varepsilon_{s,c} = \psi_s \varepsilon_s = \psi_s (\sigma_s / E_s) &= \psi_s (M_3 / z - N_{tot}) I / E_s A_s = \\ &= (M_3 / z - N_{tot}) \psi_s / E_s A_s. \end{aligned} \quad (10.47)$$

Підставляючи $\varepsilon_{b,c}$ і $\varepsilon_{s,c}$ у формулу (10.33), після перетворень отримаємо вираз для кривизни елемента

$$\frac{1}{r} = M_3 / h_0 z [\psi_s / E_s (A_s + A_{sp}) + \psi_s / A_{b,c} E_b \omega'] - N_{tot} \psi_s / h_0 E_s (A_s + A_{sp}). \quad (10.48)$$

Формулу (10.48) можна використовувати у разі короткочасного і довготривалого навантажень звичайних і попередньо-напружених елементів, які піддаються згину, позацентровому стиску і розтягу (при $e_{0\ tot} > 0.8 h_0$).

За відсутності повздовжньої сиди, наприклад, при згині звичайного залізобетонного елемента, останній член правої частини формули (10.48) перетворюється в нуль.

Приведену площу стисненої зони бетону над тріщиною, яка входить у формулу (10.48), для прямокутного, таврового і двотаврового перерізів, можна виразити так (рис.10.9.):

$$A_{b,c\ red} = (b'_f - b) h'_f + v / \omega' (A'_s + A'_{sp}) + bx = (\varphi_f + \xi) b h_0 \quad (10.49)$$

де

$$\varphi_f = [(b'_f - b) h'_f + v / \omega' (A'_s + A'_{sp})] / b h_0, \quad (10.50)$$

$\xi = x / h_0$ – відносна висота стисненої зони бетону у перерізі з тріщиною.

Визначення висоти стисненої зони і значення z .

Відстань від центра ваги перерізу всієї арматури, розташованій у розтягненій зоні, до точки прикладання рівнодійної зусиль у стисненій зоні над тріщиною z визначаємо так.

При прямолінійній епюрі напружень зусилля у бетоні стисненій зони у перерізі з тріщиною (рис.10.10).

$$N_b = A_{b,c} \sigma_b = \sigma_b [(b'_f - b) h'_f + b x], \quad (10.51)$$

a – зусилля у стиснутій арматурі

$$N'_s = A'_s \sigma'_s = A'_s (V / \dot{\omega}) \sigma_b, \quad (10.52)$$

де

$$v = E_s / E_b.$$

Момент рівнодійної зусиль стисненої зони щодо центра ваги розтягнутої арматури

$$\sigma_b \{[(b'_f - b) b'_f + b x] + A'_s (v / \dot{\omega}) z\} = \sigma_b [(b'_f - b) h'_f (h_0 - 0.5 h'_f)] + \sigma_b b x (h_0 - 0.5 x) + A'_s \sigma_b (v / \dot{\omega}') (h_0 - a'). \quad (10.53)$$

Приймаючи $a' \approx 0.5 h'_f$, $\xi = x / h_0$ і використовуючи (10.50), після перетворень одержимо

$$z = h_0 \{ [1 - [h'_f / h_0] \varphi_f + \xi^2] / 2 (\varphi_f + \xi) \}. \quad (10.54)$$

Отже, z визначається як відстань між центрами ваги перерізу розтягнутої арматури A_s і приведеною площею бетону стисненої зони $A_{b,c,red}$. При тому за формулою (10.49) $A_{b,c,red} = (\varphi_f + \xi) b h_0$. Для позacentрово-стиснених елементів значення приймається не більше $0.97 e_{0\text{ tot}}$.

Відносна висота стисненої зони ξ визначають, враховуючи експериментальну залежність між деформацією крайнього волокна стисненої зони бетону і зусиллями, які діють у перерізі. Для прямокутних перерізів згинальних елементів на основі експериментів

$$\xi = 1 / \{ \beta + [1 + 5 (\delta + \lambda)] / 10 v M \} \pm (1.5 + \varphi_f / [11.5 (e_{0\text{ tot}} / h_0) \pm 0.5]) \quad (10.55)$$

Але приймається не більше 1.

Для другого доданка правої частини формули (10.55) верхні знаки приймаються при стискальному, а нижні – при розтягувальному зусиллях N_{tot} .

У формулі (10.55): β – коефіцієнт, який приймаємо рівним для бетону: важкого і легкого – 1.8; дрібнозернистого – 1.6; пористого – 1.4;

$$\delta = M / b h_0^2 R_{b,ser}; \quad (10.56)$$

$$\lambda = \varphi_f (1 - h'_f / 2 h_0). \quad (10.57)$$

Коефіцієнт ψ_b і ω' . Коефіцієнт ψ_b , який входить у формулу (10.48) для визначення кривизни, враховує нерівномірність крайових деформацій бетону стисненої зони на ділянках між тріщинами. Як було показано раніше, за допомогою дослідів встановлено, що коефіцієнт ψ_b змінюється від 0.7...1. У нормах пропонують приймати ψ_b таким, що дорівнює: для важкого, дрібнозернистого бетону, легкого класів вище В 7.5-0.9; для легкого бетону класів В 7.5 і нижче та пористого бетону – 0.7; для конструкцій, розрахованих на дію багаторазового повторного навантаження, незалежно від виду і класу бетону – 1.

Коефіцієнт ω' являє собою відношення пружної частини деформації крайнього волокна бетону стисненої зони до повної його деформації, яка об'єднує пружну і непружну деформації (повзучість, усадку, пластичні деформації).

ції). Цей коефіцієнт значною мірою залежить від довготривалої дії навантаження.

У разі довготривалої дії навантаження розвивається деформації повзучості і усадки, і коефіцієнт ω зменшується.

На основі експериментальних даних у нормах пропонують приймати ω таким, що дорівнює: для всіх видів бетонів при недовготривалій дії навантаження – 0.45, а при довготривалій дії навантаження і вологості навколишнього середовища 40%; для важкого і легкого бетону – 0.15%, для пористого бетону – 0.07.

Коефіцієнт ψ_b . З появою тріщин у бетоні розтягненої зони згинальних елементів епюри напружень у арматурі і розтягнутого бетону мають вигляд, показаний на рис. 10.11.

Під час збільшення навантаження напруження у арматурі і її видовження будуть збільшуватися, і це спричинить порушення зчеплення арматури з бетоном і до зниження участі розтягнутого бетону у роботі елемента.

Отже, зі збільшенням навантаження зусилля, яке сприймається розтягненим бетоном, зменшуватиметься.

Коефіцієнт ψ_s являє собою відношення середнього напруження (деформації) у арматурі на ділянці між тріщинами до напруження (деформації) у перерізі з тріщиною

$$\psi_s = \varepsilon_{s,c} / \varepsilon_s = \sigma_{s,c} / \sigma_s. \quad (10.58)$$

Графічно цей коефіцієнт можна зобразити як відношення площі епюри напружень в арматурі на ділянці між тріщинами до всієї площі епюри напружень (рис.8.12):

$$\psi_s = (\sigma_s l_t - \omega'_p \sigma_{s2} l_t) / \sigma_s l_t = 1 - \omega'_p (\sigma_{s2} / \sigma_s), \quad (10.59)$$

де $\sigma_s = \sigma_s - \sigma_{s1}$ – різниця напружень у арматурі у перерізах з тріщиною і посередині ділянки між тріщинами; ω'_p – коефіцієнт повноти епюри розтягувальних напружень у бетоні на ділянці між тріщинами.

На значення ψ_s істотно впливають напруження у арматурі, відсоток армування, пружно-пластичні властивості бетону, профіль арматурних стрижнів, довготривала дія навантаження тощо.

Численні експерименти засвідчили, що у балках з арматурою періодичного профілю утворення тріщин і вилучення бетону розтягнутої зони із роботи відбувається менш інтенсивно, ніж у балках з гладкою арматурою.

У разі довготривалої дії навантаження спостерігається подальший розвиток тріщин і вилучення із роботи бетону розтягнутої зони, що зумовлює до збільшення ψ_s .

У нормах пропонують для елементів із важкого дрібнозернистого, легкого бетонів і двохшарових попередньо напружених конструкцій із пористого і важкого бетонів визначити коефіцієнт ψ_s за емпіричною формулою

$$\psi_s = 1.25 - \phi_l \phi_m - (1 - \phi_m^2) / (3.5 - 1.8 \phi_m) e_{0\text{tot}} / h_0. \quad (10.60)$$

Значення ψ_s за своїм фізичним змістом не може бути більшим від одиниці. До того ж необхідно приймати $e_{0\text{tot}} / h_0 \geq 1.2 \phi_l$.

Для згинальних елементів, виконаних без попереднього напруження ар-

матури, останній член у правій частині формули (10.60) допускається приймати таким, що дорівнює нулю.

У формулі (10.60) φ_l – коефіцієнт, який враховує вплив на довготривалу дію навантаження і набуває значень недовготривалої дії навантаження – 1.1...0.7. а при довготривалому – 0.8–0.7; $e_{0\ tot}$ — визначається за формулою ($e_{0\ tot} = [M_3 / N_{tot}]$);

$$\varphi_m = R_{bt\ ser} W_{pl} / | M_r \pm M_{rp} | . \quad (10.61)$$

Але не більше 1. Тут W_{pl} – момент інерції опору, перерізу; M_r, M_{rp} – згинальні моменти, які спричиняють розтяг у арматурі S .

Для одношарових конструкцій із пористого бетону (без попереднього напруження)

$$\psi_s = 0.5 + \varphi_l (M / M_{ser}) . \quad (10.62)$$

Тут M_{ser} – момент, що сприймається перерізом елемента із розрахунку за міцність у разі розрахункових опорах арматури і бетону для граничних станів другої групи; φ_l – коефіцієнт, який приймають таким, що дорівнює при недовготривалій дії навантаження для арматури періодичного профілю – 0,6, для гладкої арматури – 0,7; при довготривалій дії навантаження незалежно від профілю арматури – 0,8. Для конструкцій, що розраховуються на втому, значення коефіцієнта $\psi_s = 1$.

Визначення кривизни і прогинів. Основні положення розрахунку за деформаціями було розглянуто стосовно випадку чистого згину. У разі перемінної епюи моментів жорсткість елемента за довжиною буде змінною, а мінімальне значення буде у найнапруженішому перерізі (рис. 10.13).

Дослідження показують, що як при короткочасній, так і у разі довготривалого навантаження підвищується жорсткість менш напружених частин балок і незначною мірою впливає на найбільші деформації (10-15%). Тому найбільші деформації згинальних елементів постійного перерізу можуть бути визначені за мінімальною жорсткістю, обчислений за формулою (10.48) для найнапруженішого перерізу. Інакше кажучи, допускають, що кривизна елемента при згині змінюється пропорційно до згинального моменту.

Повна кривизна для ділянки з тріщинами у розтягненій зоні

$$(1/r) = (1/r)_1 - (1/r)_2 + (1/r)_3 - (1/r)_4 , \quad (10.63)$$

де $(1/r)_1$ – кривизна від недовготривалої дії всього навантаження, на яке виконується розрахунок за деформаціями; $(1/r)_2$ – кривизна від недовготривалої дії постійних і довготривалих навантажень; $(1/r)_3$ – кривизна від довготривалої дії постійного і довготривалого навантаження; $(1/r)_4$ – кривизна, зумовлена вигинном елемента, внаслідок усадки і повзучості бетону від зусилля попереднього обтиску і визначається за формулою (10.31).

Кривизни $(1/r_1), (1/r_2), (1/r_3)$ визначають за формулою (10.48); при тому $(1/r_1)$ і $(1/r_2)$ – обчислюють за значень ψ_s і λ_b , які відповідають недовготривалій дії навантаження, а $(1/r_2)$ – при ψ_s і λ_b , що відповідають довготривалій дії навантаження. Якщо значення $(1/r_2)$ і $(1/r_3)$ виявляються від'ємними, тоді їх приймають такими, що дорівнюють нулю.

Під час визначення повної кривизни згинальних звичайних залізобетонних елементів за формулою (10.48) останній член у правій частині дорівнює нулю.

За знайденими значеннями кривизни прогин елемента від дії згинального моменту визначають за формулою (рис. 10.44).

$$f_m = \int M_x (1/r)_x dx, \quad (10.64)$$

де M_x – згинальний момент у перерізі x від дії одиничної сили, прикладеної в напрямку переміщення, яке шукаємо у елементі у перерізі x за довжиною прольоту, для кожного визначається прогин; $(1/r_x)$ – повна кривизна елемента у перерізі x від навантаження, за якого визначається прогин; значення $(1/r)$ визначають за формулою (10.28) і (10.63) відповідно для ділянки без тріщин і з тріщинами; знак $(1/r)$ приймають у відповідно до епюри кривизни.

Для згинальних елементів постійного перерізу без попереднього напруження арматури, що мають тріщини, на кожній ділянці, у межах якого згинальний момент не змінює знака, кривизну допускається обчислювати для найнапруженішого перерізу, приймаючи кривизну для решти перерізів такої ділянки, що змінюється пропорційно до значень згинального моменту (рис. 10.15).

Обчислення інтервалу у формулі (10.64) можна замінити обчисленням за способом Верещагіна.

Прогини залізобетонного згинального елемента від дії зовнішніх сил можна також визначити за спрощеною формулою

$$f_m = S (1/r_{max}) l^2, \quad (10.65)$$

де $1/r_{max}$ – кривизна, яку обчислюють за формулою (10.48) для перерізу з найбільшим згинальним моментом; S – коефіцієнт, який залежить від схеми закріплення балки і особливості навантаження; його значення для найпоширеніших випадків наведені у табл. 10.4.

У разі завантаження елемента одночасно різними видами навантаження коефіцієнт

$$S = (S_1 M_1 + S_2 M_2 + \dots + S_n M_n) / (M_1 + M_2 + \dots + M_n), \quad (10.66)$$

де S_1 і M_1 ; S_2 і M_2 ; ...; S_n і M_n – коефіцієнти і найбільші згинальні моменти для кожного виду навантаження.

Для згинальних елементів при $l/h < 10$ необхідно враховувати вплив поперечних сил на їхній прогин. У такому разі повний прогин f_{tot} дорівнює сумі прогинів, зумовлених відповідно деформацією згину f_m і деформацією зсуву f_g .

Прогин, зумовлений деформацією зсуву,

$$f_g = \int Q_k \gamma_x dx, \quad (10.67)$$

де Q_k – поперечна сила у перерізі x від дії за напрямком шуканого переміщення одиничної сили, прикладеної у перерізі, де визначається прогин; γ_x – деформація зсуву:

$$\gamma_x = (1,5 Q_x l_{b2} / Q_b h_0) \varphi_{cre}. \quad (10.68)$$

Тут Q_x – поперечна сила у перерізі x від дії зовнішнього навантаження; Q – модуль зсуву бетону; φ_{b2} – коефіцієнт, який враховує вплив довготривалої повзучості бетону; φ_{cre} – коефіцієнт, який враховує вплив тріщин на деформації зсуву і його приймають таким, що дорівнює: на ділянках за довжиною елемента, де

відсутні нормальні і похилі до повздовжньої осі елемента тріщини – 1; на ділянках, де є лише нахилені до повздовжньої осі елемента тріщини – 4,8; на ділянках, де є лише нормальні або нормальні і нахилені до повздовжньої осі елемента тріщини – за формулою

$$\varphi_{crc} = (3E_b I_{red} / M_x (\frac{1}{r})x, \quad (10.69)$$

де $M_x, (\frac{1}{r})x$ – відповідно момент від зовнішнього навантаження і повна кривизна у перерізі x від навантаження, за якого визначають прогин.

Для суцільних плит завтовшки менше 25см, окрім спертих по контуру, армованих плоскими сітками, з тріщинами у розтягненій зоні значення прогинів, обчислюється за формулою (10.64), множать на коефіцієнт $[h_0 l (h_0 - 0.7)]^3$ і приймають не більше 1.5; ($h_0, см$).

Приклад 10.1. Визначити момент M_{ccr} , за якого утворюються тріщини у попередньо-напруженій балці за даними прикладу 9.1 (див. рис.9.29).

Розв'язання 1. Визначаємо зусилля стиску P і ексцентриситет e_{op} за формулами (23.17) і (23.18), прийнявши значення попереднього напруження за винятком всіх втрат: $\sigma_{sp} = 357.35 \text{ МПа}$ и $\sigma_p = 463.01 \text{ МПа}$. Напруження в ненапруженій арматурі $\sigma_s = \sigma'_s = 0$;

$$P = \sigma_{sp} A_{sp} + \sigma'_{sp} A'_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s = 357.35 \cdot 100 \cdot 11.4 + 463.01 \cdot 100 \cdot 2.36 - 0 - 0 = 516649 \text{ Н};$$

$$e_{op} = (\sigma_{sp} A_{sp} y_{sp} - \sigma'_{sp} A'_{sp} y'_{so}) / P = (357.35 \cdot 100 \cdot 11.4 \cdot 36.4 - 463.01 \cdot 100 \cdot 2.36 \cdot 35.85) / 516649 = 21.1 \text{ см}.$$

2. Знаходимо відстань від центра ваги приведенного перерізу верхньої ядрової точки (при $A_{red} = 904.9 \text{ см}^2$; $I_{red} = 775292.8 \text{ см}^4$; $y = 41.9 \text{ см}$; див. приклад 23.1 за формулою 23.16).

$$r_{я.в} = I_{red} / A_{red} y = 775292.8 / 904.9 \cdot 41.9 = 20.45 \text{ см}.$$

3. Знаходимо момент зусилля P відносно ядрової точки за формулою (10.10)

$$M_p = P(e_{op} + r) = 516649(21.1 + 20.45) = 21466765 \text{ Нсм} = 214667.7 \text{ Нм}$$

4. Визначаємо момент M_{crc} , під час якого утворюються тріщини, за формулою

$$M_{cr} = R_n W_n + M_p = 1.8 \cdot 100(775292.8 / 41.9)(1/10^6) + 214667.7 = 214671 \text{ Нм}.$$

Приклад 10.2: Знайти прогин у середині прольоту попередньо напруженої балки двутаврового перерізу (рис. 10.16) з розрахунковим прольотом $l = 8.5 \text{ м}$ при короткочасній дії рівномірно розподіленого нормативного навантаження $q'' = 22000 \text{ Н/м}$. Напружена арматура з горячекатанної сталі класу А-IV; бетон класу В30.

Балка під час нормативного експлуатаційного навантаження працює з тріщинами у розтягненій зоні.

Розв'язання 1. Визначаємо рівнодійну зусиль стиску P і її ексцентриситет e_{op} щодо центра ваги приведенного розрізу за формулами (23.17) і (23.18),

приймаючи значення попереднього напруження за винятком всіх втрат $\sigma_{sp} = \sigma'_{sp} = 250$ МПа; напруження в ненапруженій арматурі дорівнюють втратам від усадки та повзучості $\sigma_s = \sigma'_s = 84$ МПа:

$$P = \sigma_{sp}(A_{sp} + A'_{sp}) - \sigma_s(A_s + A'_s) = 250 \cdot 100(6,78 + 1,57) - 84 \cdot 100(1,57 + 1,57) = 183100 \text{ Н};$$

$$e_{0p} = \left(\sigma_{sp} A_{sp} y_{sp} + \sigma'_s A'_s y'_s - \sigma_{sp} A'_{sp} y_{sp} - \sigma_s A_s y_s \right) / P = \\ = (250 \cdot 100 \cdot 6,78 \cdot 38,84 + 84 \cdot 100 \cdot 1,57 \cdot 344,4 - 250 \cdot 100 \cdot 1,57 \cdot 33,9 - \\ - 84 \cdot 100 \cdot 1,57 \cdot 40,6) / 183100 = 27,8 \text{ см}$$

$$2. \text{ Вираховуємо нормативний момент } M'' = \frac{22000 \cdot (8,5)^2}{8} = 198000 \text{ Нм},$$

3. Відстань від центра ваги розрізу повздовжньої арматури, розтягнутої від зовнішніх чинників, до нижньої грані перерізу

$$a = (A_{sp} a_{sp} + A_s a_s) / (A_{sp} + A_s) = (6,78 \cdot 4,7 + 1,57 \cdot 2,5) / (6,78 + 1,57) = 4,3 \text{ см}.$$

4. Замінюючи момент формулою (10.43)

$$M_3 = M + P e_{0p} = 198000 + 183000(0,431 - 0,278 - 0,043) = 218100 \text{ Нм}.$$

5. Для визначення площі стиснутої зони приведенного розрізу над тріщиною при дії моменту M_3 вираховуємо ϕ_f ; δ , λ , μ , $e_{s,tot}$, ξ : за формулою (10.50) при $\omega = 0,45$ і

$$v = E_s / E_b = 190000 / 29000 = 6,55 \phi_f \\ \phi_f = [(b'_f - b) h'_f + (v/\omega)(A'_{sp} + A'_s)] / b h_0 = \\ = [(28-6)10 + (6,55/0,45)(1,57 + 1,57)] / 6 \cdot 75,7 = 0,585;$$

за формулою (10.56)

$$\delta = \frac{M_3}{b h_0^2 R_b} = \frac{218100 \cdot 100}{6 \cdot 75,7^2 \cdot 22 \cdot 100} = 0,29;$$

за формулою $\lambda = \phi_f (1 - h'_f / 2 h_0 = 0,585(1 - 10 / 2 \cdot 75,7)) = 0,544$;

коефіцієнт армування $\mu = (A_{sp} + A_s) / b h_0 = (6,78 + 1,57) / 6 \cdot 75,7 = 0,0184$;

ексцентриситет поздовжньої сили $e_{s,tot} = M_3 / N_{tot} = 218100 - 100 / 183100 = 124,5 \text{ см}$; за формулою (10.55)

$$\xi = 1 / \left[\beta + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10 \mu v} \right] \pm (1,5 + \phi_f) / \left[11,5 \left(\frac{e_s}{h_0} \right) \pm 5 \right] = \\ 1 / \left[1,8 + \frac{1 + 5(0,29 + 0,544)}{100,0184 \cdot 6,55} \right] + (1,5 + 0,585) / \left(11,5 \frac{124,5}{75,7} - 5 \right) = 0,314;$$

за формулою (10.49) $A_{b,c,red} = (\phi_f + \xi) b h_0 = (0,585 + 0,314) 6 \cdot 75,7 = 544,6 \text{ см}^2$.

6. За формулою (10.54)

$$z = h_0 \left[1 - \frac{\frac{h_l}{h_0} \phi_l + \xi^2}{2(\phi_l + \xi)} \right] = 75,7 \left[1 - \frac{\frac{10}{75,7} 0,585 + 0,314^2}{2(0,585 + 0,314)} \right] = 70,4 \text{ см}.$$

7. Щоб визначити за формулою (10.60) коефіцієнт ϕ_s , необхідно вираховувати коефіцієнт ϕ_m .

$$\phi_m = \frac{R_b W_{pl}}{M_r + M_{rp}} = \frac{1,8 \cdot 100 \cdot 77528,8 / 41,9 \cdot 1 / 10^6}{218100} = 0,000015.$$

$\phi_s = 0.9$ (див. пояснення до формули (2.60)).

8. За формулою (10.60) коефіцієнт

$$\psi = 1,25 - \phi_1 \phi_m - \frac{4 - \phi_m^2}{(3,5 - 1,8 \phi_m) e_s / h_0} = 1,25 - 0,9 \cdot 0,000015 - \frac{1 - 0,000015}{(3,5 - 1,8 \cdot 0,000015) 124,5 / 75,7} = 1,08$$

приймаємо $\phi_s = 1$

9. За формулою (10.48) кривизна, яку приймають $\phi_s = 0.9$ (див. пояснення до формули (10.39)), дорівнює:

$$\frac{1}{r} = \frac{M_s}{h_0 z} \left[\frac{\psi_s}{E_s (A_s + A_{sp})} + \frac{\psi_b}{E_s (A_{b,c} + A_b \phi)} \right] - \frac{N \psi_s}{h_0 E_s (A_s + A_{sp})} =$$

$$\frac{218100 \cdot 100}{75,7 \cdot 70,4} \left[\frac{1,0}{190000(6,78 + 1,75)100} + \frac{0,9}{576,6 \cdot 29000 \cdot 0,45 \cdot 100} \right] - \frac{183100 \cdot 1,0}{75,7 \cdot 190000(6,78 + 1,57) \cdot 100} = 1,58 \cdot 10^{-5} \text{ см}$$

10. Прогин балки в середині прольоту за формулою (10.65)

$$f_M = s(1 / r_{\max}) l^2 = (5 / 48) 1,58 \cdot 10^{-5} \cdot 850^2 = 1,19 \text{ см};$$

$$f_M / L = 1,19 / 850 = 1 / 714 \text{ БІ} / 250.$$

Питання для самоперевірки

1. Як впливають тріщини на жорсткість і довговічність залізобетонних елементів?
2. На які зусилля виконують розрахунок залізобетонних елементів на утворення тріщин?
3. На утворення яких тріщин виконують розрахунок залізобетонних елементів?
4. Яке граничне розкриття тріщин у залізобетонних елементах?
5. Які конструкції розраховують на закриття тріщин?
6. З якою метою вимагається розрахунок елементів за деформаціями?
7. Як визначаються деформації елементів?
8. У чому полягає складність розрахунку залізобетонних елементів з тріщинами у розтягненій зоні?
9. Який фізичний зміст коефіцієнта ϕ_b і ϕ_s ?

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.
2. Залізобетонні конструкції: Підручник / За ред. П.Ф. Вахненка. – К.: Вища школа, 1999. – 508 с.
3. Голышев А.Б. и др. Проектирование железобетонных конструкций. Справочное пособие. К.: 1985 – 496с.
4. Бабич В.І., Огороднік В.І., Романюк В.В. Таблиці для проектування будівельних конструкцій. Довідник. – Рівне, 1999.
5. Залізобетонні конструкції. Підручник / А.Я. Барашиков, Л.М. Будникова, Л.В. Кузнецов та ін.; За ред. А.Я. Барашикова. – К. Вища школа, 1995. - 591с.
6. Вахненко П.Ф. Кам'яні і армокам'яні конструкції. – Київ.:ІСДО, 1993.-260 с.
7. Кудзис А.П. Железобетонные и каменные конструкции: Учеб.пособие. – Часть 2.: Конструкции промышленных и гражданских зданий и сооружений. – М.: Высшая школа, 1989. – 264 с.
8. Попов Н.Н., Забегаев А.В. Проектирование и расчет железобетонных конструкций: Учебн.пособие. – М.: Высшая школа. – 1985. – 319 с.
9. Сперанский И.М. и др. Примеры расчета железобетонных конструкций: Учеб. пособие. – М.: Высшая школа, 1989. – 176 с.
10. Мандриков А.П. Примеры расчета железобетонных конструкций: Учеб. пособие для строит. техникумов по спец. «Пром. и гражд. стр-во». – М.: Стройиздат, 1979. – 419 с.
11. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи: Норми проектування. – Київ: Мінбуд України, 2006. – 75 с.
12. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
13. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010.– 166 с.
14. Методичні вказівки до оформлення курсових та дипломних проєктів із залізобетонних конструкцій для студентів спеціальності «Промислове та цивільне будівництво» / Ковальчук Я.О., Дубіжанський Д.І., Сорочак А.П., Конончук О.П. – Тернопіль: ТНТУ, 2013. – 52 с.
15. Методичний посібник до виконання курсової роботи з дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної і заочної форми навчання. / Розробник: О.П. Конончук – Тернопіль: Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 2017. – 32 с.